



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN ADMIRALTY  
RESIDENCE TOWER D MENGGUNAKAN METODE  
BETON PRACETAK**

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

Dosen Pembimbing  
Prof. Tavio, S.T. M.T., Ph.D.  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN ADMIRALTY  
RESIDENCE TOWER D MENGGUNAKAN METODE  
BETON PRACETAK**

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112 100 103

Dosen Pembimbing  
Prof. Taviero, S.T., M.T., Ph.D  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**THE STRUCTURE MODIFICATION PLANNING  
FOR ASPEN ADMIRALTY RESIDENCE TOWER D  
BUILDING USING THE PRECAST CONCRETE  
METHOD**

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112 100 103

Supervisor  
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017





**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR APARTEMEN  
ASPEN ADMIRALTY RESIDENCE TOWER D  
JAKARTA SELATAN MENGGUNAKAN METODE  
BETON PRACETAK**

**TUGAS AKHIR**

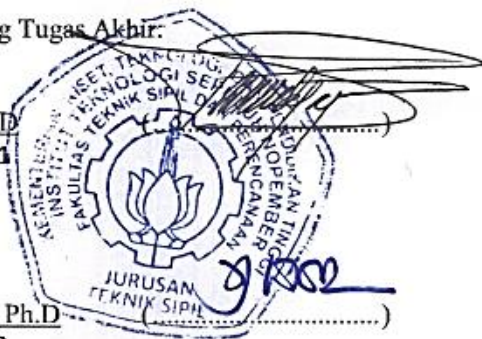
Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Struktur  
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:  
**SIMON SIAGIAN**  
3112 100 103

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

Pembimbing :  
Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D  
NIP 197003271997021001

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D  
NIP 197301281998021002



**SURABAYA  
JANUARI, 2017**

## **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR APARTEMEN ASPEN ADMIRALTY RESIDENCE TOWER D DENGAN MENGGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK**

**Nama Mahasiswa** : Simon Siagian  
**NRP** : 3112100103  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Dosen Pembimbing** : Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D  
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

### **Abstrak.**

Peninjauan dari aspek kualitas produksi, waktu pelaksanaan konstruksi yang lebih cepat, serta penyelesaian finishing yang mudah menjadi target point para ahli konstruksi dalam merencanakan proyek- proyek konstruksi. Pelaksanaan yang efektif dan efisien telah mendorong para ahli konstruksi untuk menemukan metode- metode baru dalam pekerjaan konstruksi, salah satunya penggunaan metode pracetak.

Pada sistem pracetak seluruh komponen bangunan dapat difabrikasi lalu dipasang dilapangan. Proses pembuatan komponen dapat dilakukan dengan kontrol kualitas yang baik. Gedung apartemen Aspen Admiralty Residence Tower D pada awalnya dirancang menggunakan metode cor di tempat (*cast in situ*). Gedung ini direncanakan memiliki lima belas lantai dengan satu lantai basement. Dalam tugas akhir ini, gedung dimodifikasi menggunakan metode beton pracetak.

Perencanaan yang dilakukan meliputi perencanaan pelat lantai, tangga, balok induk, balok anak, kolom serta pelat atap. Komponen yang direncanakan menggunakan metode pracetak meliputi perencanaan pelat, balok anak, balok induk. Sementara untuk perencanaan kolom tetap menggunakan metode cor di tempat (*cast in situ*). Sambungan yang digunakan adalah sambungan basah (*in situ concrete joint*). Sambungan ini meliputi pada komponen beton pracetak yang terdapat besi tulangan yang

keluar dari bagian ujungnya, dimana antar tulangan pada komponen pracetak tersebut nantinya akan disambung dengan beberapa bantuan. Kemudian pada bagian sambungan dilakukan pengecoran beton.

Pada perencanaan struktur bawah, pondasi yang digunakan adalah grup tiang pancang dengan data yang digunakan adalah data SPT. Perhitungan efisiensi kelompok tiang pancang dihitung sesuai dengan jenis, dimensi, jarak, jumlah dan susunan kelompok tiang pancang yang digunakan.

Tujuan dari tugas akhir ini yaitu menghasilkan perencanaan struktur dengan menggunakan metode pracetak yang baik dan benar yang memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan PPIUG 1983 tentang Pedoman Perancangan Pembebanan Indonesia Untuk Rumah Dan Gedung. Dengan beberapa acuan dasar tersebut diharapkan perencanaan yang telah dilakukan akan mampu menerima gaya lateral serta gaya gravitasi sehingga gedung dapat berfungsi sebagaimana mestinya serta dapat mensosialisasikan kepada masyarakat terkait bagaimana standar penggunaan peraturan baru tersebut.

**Kata Kunci : Pracetak, Gedung Apartemen Aspen Admiralty Residence Tower D, Modifikasi Perencanaan, Sambungan Basah, Tiang Pancang**

**DESIGN OF STRUCTURAL MODIFICATION OF ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE TOWER D APARTMENT  
USING PRECAST CONCRETE SYSTEM**

<b>Name</b>	<b>: Simon Siagian</b>
<b>ID Number</b>	<b>: 3112100103</b>
<b>Department</b>	<b>: Civil Engineering, FTSP-ITS</b>
<b>Supervisor</b>	<b>: Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D. Budi Suswanto, S.T. M.T. Ph.D.</b>

**Abstract**

Better production quality, faster construction time, and simpler finishing become the target of construction experts in planning their construction projects. The effective and efficient implementation has motivated construction experts to find new methods in their construction projects and one of them is by using the precast method.

In precast system, all the building components can be fabricated and installed on site. The process of making components can be performed with good quality control. Aspen Admiralty Residence Tower D apartment building was originally designed using cast in situ method. It is planned to have fifteen floors with one basement. In this final project, the building is modified using the precast concrete method.

The design is carried out for the floor slabs, stairs, beams, joists, columns, and rooftop slabs. The components adopted the precast system for slabs, joists, and beams, while the columns use the cast-in-situ method. All the joints use wet connections. The connections involve the precast concrete components with the reinforcement extensions at their ends, where the reinforcement overlaps will then be concreting to become monolithic joints.

For sub structure of the building, the foundation used is a group of piles and designed based on the SPT data. The efficiency of the pile group is calculated according to the types, dimensions, distances, numbers, and arrangement of piles in groups.

The objective of this final project is to provide the structural design using appropriate precast system that meets all the requirements in accordance with SNI 2847:2013 and SNI 1726:2012 as well as PPIUG 1983.

By satisfying all the code's requirements, the design is expected to be able to resist the lateral force from major earthquakes during its service life and of course gravity load such that the building can perform safely under these loads. It is also expected that this final project can help to disseminate their applications to the public that concerning the new regulations of the building codes.

**Keywords: Aspen Admiralty Residence Tower D Apartment Building, In Situ Concrete Joint, Modification Plan, Piles, Precast.**

## **KATA PENGANTAR**

Segala puji syukur saya panjatkan atas karunia Tuhan Yang Maha Kuasa, karena atas rahmat dan pertolongan-Nya, saya dapat menyelesaikan Rancangan Tugas Akhir dengan judul “Desain Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Apartemen Aspen Admiralty Residence Tower D Menggunakan Metode Beton Pracetak

Tujuan pembuatan Tugas Akhir ini yaitu untuk memenuhi persyaratan akademik dalam rangka penyelesaian studi di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Sangat saya sadari, dalam membuat Tugas Akhir ini, saya banyak memperoleh bantuan, arahan, dorongan semangat dan bimbingan dari berbagai pihak. Oleh karena itu saya ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Tuhan Yesus Kristus yang tidak pernah meninggalkan perbuatan tanganNya dalam hidup saya, terimakasih Tuhan.

2. Orangtuaku tersayang, Bu Jun dan Among atas segala doa dan semangat yang tak ada habisnya, dan pertanyaan “Kapan Sidang” yang tiada hentinya setiap hari.
3. Abang dan kakak tercinta yang selalu menyemangati dan menyuplai dana bantuan anak kos tercepat, Roy Siagian, Imelda Siagian, David Siagian, Rista Tobing, Lae Torus dan penyemangat ajaib bereku Joo.
4. Bapak Prof. Tavio, ST., MT., PHD, selaku dosen pembimbing yang telah memberikan saran-saran dan motivasi yang sangat bermanfaat dalam proses pengerjaan tugas akhir ini menjadi lebih baik dan sistematis.
5. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., PHD. selaku dosen pembimbing yang telah memberikan saran-saran dan motivasi yang sangat bermanfaat dalam proses pengerjaan tugas akhir ini menjadi lebih baik dan sistematis.
6. Bapak Ir.Wahyu Herijanto, MT selaku dosen wali.
7. Bapak Tri Joko Wahyu Adi, ST., MT., PH.D selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil ITS.

8. Seluruh dosen Teknik Sipil ITS yang telah memberikan ilmunya.
9. Seluruh staf karyawan Teknik Sipil ITS
10. Sahabat dan teman-temanku S-55, partner kerja praktikku dan keluarga satu atap Keker House Perintis 4, ABISS, dan WISE MEN terimakasih atas semua bantuan, dukungan dan kebersamaannya.

Saya menyadari bahwa masih banyak kekurangan dalam penyusunan Rancangan Tugas Akhir ini. Oleh karena itu, saya sangat mengharapkan kritik dan saran dari semua pihak untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini dimasa yang akan datang.

Besar harapan saya agar Rancangan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua. Amin.

Surabaya, Februari 2016

Simon Siagian





## DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Halaman Judul (Bahasa Indonesia)	
Halaman Judul (Bahasa Inggris)	
Lembar Pengesahan	
Halaman Judul (Bahasa Indonesia)	
Abstrak .....	ii
Abstract .....	iv
Kata Pengantar .....	vi
Daftar Isi.....	x
Daftar Tabel.....	xviii
Daftar Gambar .....	xx

### **BAB I PENDAHULUAN..... 1**

1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Perumusan Masalah .....	2
1.3 Tujuan .....	2
1.4 Batasan Masalah .....	3
1.5 Manfaat .....	3

### **BAB II TINJAUAN PUSTAKA..... 5**

2.1 Umum .....	5
2.2 Karakteristik Resiko Gempa Wilayah.....	5
2.3 Sistem Struktur dan Struktur Gedung .....	9
2.3.1 Sistem Struktur .....	9

2.3.2 Struktur Gedung .....	9
2.3.3 Struktur Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan .....	9
2.3.4 Daktilitas Struktur Bangunan dan Pembebanan Nominal .....	10
2.3.5 Perancangan Kapasitas .....	10
2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) .....	10
2.4.1 Rangka Momen Khusus yang Menggunakan Beton Pracetak .....	11
2.5 Sistem Beton Pracetak .....	12
2.5.1 Pelat .....	12
2.5.2 Balok .....	12
2.5.3 Kolom .....	13
2.6 Sambungan .....	13
2.6.1 Sambungan Basah ( <i>In-situ Concrete Joint</i> ) .....	14
2.6.2 Sambungan Kering ( <i>Dry Connection</i> ) .....	14
2.7 Pengangkatan Elemen Pracetak .....	21
2.8 Metode Membangun dengan Konstruksi Pracetak .....	25
2.9. Perencanaan Pondasi .....	26
2.9.1 Kriteria Stabilitas dan Kriteria Deformasi Pondasi .....	26
2.9.2 Pelaksanaan Metode Tiang Pancang .....	27
2.9.3 Daya Dukung Pondasi .....	27
<b>BAB III METODOLOGI .....</b>	<b>29</b>
3.1 Diagram Alir .....	29

3.2 Data Perancangan dan Studi Literatur .....	30
3.3 Sistem Struktur .....	31
3.4 Analisa Struktur Sekunder .....	31
3.4.1 Perencanaan Dimensi Pelat.....	31
3.4.2 Perencanaan Tangga .....	32
3.4.3 Titik angkat dan Sokongan .....	33
3.5 Analisa Struktur Utama .....	36
3.5.1 Perencanaan Dimensi Balok.....	36
3.5.2 Perencanaan Dimensi Kolom.....	37
3.6 Analisa Pembebanan .....	37
3.6.1 Penentuan faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Gedung .....	38
3.6.2 Penentuan Jenis Tanah.....	38
3.6.3 Parameter Percepatan Terpetakan .....	39
3.6.4 Parameter Percepatan Respon Spektral .....	42
3.6.5 Parameter Percepatan Spektral Desain .....	43
3.6.6 Kategori Desain Seismik .....	43
3.6.7 Kombinasi Sistem Perangkat Dalam Arah Yang Berbeda .....	44
3.6.9 Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen.....	44
3.7 Perancangan Sambungan .....	45
3.7.1 Perencanaan Sambungan pada Balok dan Kolom.....	46
3.7.2 Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	48

3.8 Perencanaan Bangunan Bawah.....	48
3.8.1 Perencanaan pondasi .....	48
3.8.2 Daya dukung grup tiang pancang .....	49
3.8.3 Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang .....	50
3.8.4 Kontrol Geser Ponds pada Poer .....	50
3.9 Penggambaran Hasil Perhitungan .....	51
<b>BAB IV PEMBAHASAN.....</b>	<b>53</b>
4.1 Umum.....	53
4.2 Data Perencanaan .....	53
4.2.1 Pembebanan .....	54
4.3 Perencanaan Dimensi Balok .....	54
4.3.1 Dimensi Balok Induk .....	56
4.3.2 Dimensi Balok Anak.....	57
4.4 Perencanaan Tebal Pelat .....	57
4.4.1 Peraturan Perencanaan Pelat.....	57
4.4.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap .....	58
4.5 Perencanaan Dimensi Kolom .....	60
<b>BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER</b> .....	<b>71</b>
5.1 Permodelan dan Analisa Struktur Pelat .....	71
5.1.1 Data Perencanaan .....	72
5.1.2 Pembebanan Pelat Lantai.....	72

5.1.3 Pembebanan Pelat Atap.....	73
5.1.4 Kombinasi pembebanan pelat.....	74
5.1.5 Perhitungan tulangan pelat.....	75
5.1.6 Penulangan Stud Pelat Lantai.....	82
5.1.7 Kontrol Lendutan.....	84
5.1.8 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat.....	85
5.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak.....	85
5.2.1 Data Perencanaan Balok Anak Pracetak .....	85
5.2.2 Pembebanan Balok Anak Pracetak.....	86
5.2.3 Perhitungan Pembebanan Balok Anak.....	87
5.2.4 Perhitungan Momen dan Geser .....	88
5.2.5 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak.....	89
5.2.6 Perhitungan Tulangan Geser .....	92
5.2.7 Pengangkatan Balok Anak .....	93
5.2.8 Kontrol Lendutan.....	97
5.3 Perencanaan Tangga .....	97
5.3.1 Data Perencanaan .....	97
5.3.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur .....	100
5.3.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam.....	101
5.3.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes .....	105
5.4 Perencanaan Balok Lift.....	112
5.4.1 Data Perencanaan .....	112
5.4.2 Pembebanan Lift.....	115

5.4.3 Balok Penggantung Lift 30/40 .....	116
5.4.4 Balok Penumpu Depan dan Belakang Lift 60/80 .....	120

## **BAB VI PEMODELAN STRUKTUR..... 127**

6.1 Perhitungan Berat Struktur .....	128
6.1.1 Berat Total Bangunan .....	128
6.1.2 Kombinasi Pembebanan.....	128
6.2 Analisis Beban Seismik .....	129
6.2.1 Arah pembebanan.....	129
6.2.3 Parameter Respon Spektrum Rencana.....	130
6.2.4 Kategori Desain Seismik (KDS).....	130
6.2.5 Faktor Reduksi Gempa (R) .....	131
6.3 Kontrol Desain .....	131
6.3.1 Kontrol Partisipasi Massa .....	131
6.3.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental.....	133
6.3.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum .....	134
6.3.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai ( <i>Drift</i> ) .....	138

## **BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA ..... 141**

7.1 Umum .....	141
7.2 Perencanaan Balok Induk .....	141
7.2.1 Data Perencanaan .....	141
7.2.2 Pengangkatan Elemen Balok Induk .....	180

7.3. Perencanaan Kolom .....	184
<b>BAB VIII PERENCANAAN SAMBUNGAN .....</b>	<b>195</b>
8.1 Umum .....	195
8.2 Konsep Desain Sambungan .....	196
8.2.1 Mekanisme Pemindahan Beban.....	196
8.2.2 Klasifikasi Sistem dan Sambungannya .....	198
8.2.3 Pola-pola Kehancuran .....	198
8.3 Penggunaan Topping Beton .....	200
8.4 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom.....	201
8.4.1 Perencanaan Konsol pada Kolom .....	201
8.4.2 Perhitungan Sambungan Balok Induk – Balok Anak.	209
8.5 Perencanaan Sambungan Antar <i>Half Slab</i> .....	216
<b>BAB IX PERENCANAAN DINDING BASEMENT .....</b>	<b>221</b>
9.1 Penulangan Dinding Basement .....	221
<b>BAB X PERENCANAAN PONDASI.....</b>	<b>223</b>
10.1 Umum.....	223
10.2 Data Tanah .....	223
10.3 Kriteria Design .....	223
10.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang .....	223
10.4 Daya Dukung .....	225
10.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	225



10.5 Perhitungan Tiang Pancang Interior.....	227
10.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	227
10.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok .....	229
10.5.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang ( $P_{max}$ ) .....	231
10.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang .....	232
10.5.5 Perencanaan Poer Kolom Interior .....	233
10.5.6 Perencanaan Balok Sloof .....	239
 <b>BAB XI     METODE PELAKSANAAN .....</b>	<b>243</b>
11.1 Umum .....	243
11.1.1 Pengangkatan dan Penempatan Crane .....	243
11.1.2 Pekerjaan Elemen Kolom .....	244
11.1.3 Pemasangan Elemen Balok Induk .....	245
11.1.4 Pemasangan Elemen Balok Anak .....	245
11.1.5 Pemasangan Elemen Pelat .....	246
 <b>BAB XII    PENUTUP.....</b>	<b>249</b>
12.1 Kesimpulan .....	249
12.2 Saran.....	250
 <b>Daftar Pustaka.....</b>	<b>253</b>
<b>Lampiran.....</b>	<b>254</b>
<b>Gambar Output</b>	

## DAFTAR TABEL

<b>Tabel 2.1</b> Kategori Risiko Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa .....	6
<b>Tabel 2.2</b> Kategori Risiko Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa (lanjutan) .....	7
<b>Tabel 2.3</b> Faktor Keutamaan Gempa .....	7
<b>Tabel 2.4</b> Klasifikasi Tanah.....	8
<b>Tabel 2.5</b> Perbandingan Metode Penyambungan .....	22
<b>Tabel 3.1</b> Angka pengali beban statis ekivalen untuk menghitung gaya pengangkatan dan gaya....	35
<b>Tabel 3.2</b> Klasifikasi Situs .....	39
<b>Tabel 3.3</b> Koefisien Situs, $F_a$ .....	41
<b>Tabel 3.4</b> Koefisien Situs, $F_v$ .....	41
<b>Tabel 3.5</b> Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek.....	43
<b>Tabel 3.6</b> Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik .....	43
<b>Tabel 4.1</b> Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	57
<b>Tabel 4.2</b> Pelat atap .....	62
<b>Tabel 4.3</b> Pelat lantai 15-11 .....	63
<b>Tabel 4.4</b> Pelat lantai 10-6.....	65
<b>Tabel 4.5</b> Pelat lantai 5-1 .....	67
<b>Tabel 4.6</b> Pelat lantai dasar.....	69
<b>Tabel 5.1</b> Spesifikasi C300 Passenger Elevator .....	114
<b>Tabel 6.1</b> Rasio Partisipasi Massa Aspen Admiralty Residence Tower D .....	132
<b>Tabel 6.2</b> Periode dan Frekuensi Struktur .....	134
<b>Tabel 6.3</b> Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa ....	136
<b>Tabel 6.4</b> Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa setelah dikalikan dengan Faktor Skala .....	137
<b>Tabel 6.5</b> Kontrol Simpangan Arah X dan Arah Y	

Terbesar .....	139
<b>Tabel 7.1</b> Gaya Dalam Kolom .....	186
<b>Tabel 10.1</b> Brosur Tiang Pancang WIKA Beton .....	224
<b>Tabel 10.2</b> Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	228

## DAFTAR GAMBAR

**Gambar 2.1** Perbandingan Tingkat Kepuasan Kontraktor Menggunakan Metode Pracetak dengan Cor Setempat dengan Berbagai Macam Kriteria (Sumber : Khakim, Anwar, dan Hasyim, 2011) 5

<b>Gambar 2.2</b>	Respon Spectrum Rencana .....	8
<b>Gambar 2.3</b>	Sambungan Basah ( <i>In-Situ Concrete Joint</i> ) ..	14
<b>Gambar 2.4</b>	Sambungan Kaku antara Balok dengan Kolom Menerus dengan Alat Sambung Las (Sumber : Ervianto, 2006) .....	15
<b>Gambar 2.5</b>	Sambungan Kaku antara Balok dengan Kolom Menerus tanpa <i>Corbel</i> atau <i>Shoulder</i> (Sumber : Ervianto, 2006) .....	15
<b>Gambar 2.6</b>	Sambungan Balok dengan <i>Pin-Joint</i> (Sumber : Ervianto, 2006) .....	16
<b>Gambar 2.7</b>	Sambungan <i>Pin-Joint</i> pada Kolom dengan Baut sebagai Alat Sambung (Sumber : Ervianto, 2006).....	16
<b>Gambar 2.8</b>	Sambungan Kolom dengan Profil I (Sumber : Ervianto, 2006) .....	17
<b>Gambar 2.9</b>	Sambungan Baut antara Kolom dengan Plat <i>Cantilever</i> pada Keempat Sisinya (Sumber : Ervianto, 2006) .....	18
<b>Gambar 2.10</b>	Tipe Sambungan Balok-Kolom (Sumber : Kim S. Elliot, 2002).....	18
<b>Gambar 2.11</b>	<i>Hidden Connections</i> untuk Elemen Vertikal Menerus (Sumber : Kim S. Elliot, 2002).....	19
<b>Gambar 2.12</b>	<i>Visible Connections</i> untuk Elemen Vertikal Menerus (Sumber : Kim S. Elliot, 2002)	19
<b>Gambar 2.13</b>	Tipe II (Elemen Vertikal Tidak Menerus) (Sumber : Kim S. Elliot, 2002) .....	20

<b>Gambar 2.14</b>	Titik Angkat untuk Kolom Beton Pracetak dengan 2 Titik Angkat.....	24
<b>Gambar 2.15</b>	Titik Angkat untuk Kolom Beton Pracetak dengan 4 Titik Angkat.....	24
<b>Gambar 2.16</b>	Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak	25
<b>Gambar 3.1</b>	Diagram Alur Pengerjaan Tugas Akhir .	29
<b>Gambar 3.2</b>	Posisi titik angkat pelat .....	33
<b>Gambar 3.3</b>	Posisi pengangkatan Balok .....	35
<b>Gambar 3.4</b>	Peta MCE <sub>R</sub> untuk $S_s = 0,2$ s.....	40
<b>Gambar 3.5</b>	Peta MCE <sub>R</sub> untuk ( $S_s = 1$ s) .....	40
<b>Gambar 3.6</b>	Sambungan Balok dengan Kolom .....	47
<b>Gambar 3.7</b>	Parameter Geometri Konsol Pendek.....	47
<b>Gambar 3.8</b>	Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak .....	48
<b>Gambar 4.1</b>	Denah Pembalokan .....	55
<b>Gambar 4.2</b>	Tipe pelat .....	58
<b>Gambar 4.3</b>	Balok T beam.....	60
<b>Gambar 4.4</b>	Kolom yang ditinjau sebagai desain awal	61
<b>Gambar 5.1</b>	Tipe Pelat A 400× 160 cm .....	56
<b>Gambar 5.2</b>	Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku ( <i>PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992</i> ) .....	59
<b>Gambar 5.3</b>	Posisi Titik Angkat Pelat Arah j.....	61
<b>Gambar 5.4</b>	Posisi Titik Angkat Pelat Arah i.....	62
<b>Gambar 5.5</b>	Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang Komposit .....	64
<b>Gambar 5.6</b>	(a) Dimensi Balok Anak Sebelum Komposit, (b) Dimensi Balok Anak Saat Pengecoran dan Balok Anak Sesudah Komposit.....	67
<b>Gambar 5.7</b>	Denah Pembebanan Balok Anak.....	68

<b>Gambar 5.8</b>	Momen Saat Pengangkatan Balok Anak .	75
<b>Gambar 5.9</b>	Letak Titik Pengangkatan.....	76
<b>Gambar 5.10</b>	Perencanaan Tangga .....	81
<b>Gambar 5.11</b>	Sketsa Beban pada Tangga .....	82
<b>Gambar 5.12</b>	Free Body Diagram Gaya-Gaya padaTangga	84
<b>Gambar 5.13</b>	Bidang Lintang (D) pada Tangga .....	85
<b>Gambar 5.14</b>	Bidang Normal (N) pada Tangga .....	85
<b>Gambar 5.15</b>	Bidang Momen (M) pada Tangga.....	85
<b>Gambar 5.16</b>	Denah Lift .....	93
<b>Gambar 6.1</b>	Denah Struktur Swiss Belhotel Darmo	
	Centrum .....	99
<b>Gambar 6.2</b>	Pemodelan 3D Struktur Swiss Belhotel Darmo	
	Centrum .....	100
<b>Gambar 6.3</b>	Hasil Analisis Struktur menggunakan Program	
	Bantu SAP 2000 .....	104
<b>Gambar 7.1</b>	Detail Pembalokan .....	114
<b>Gambar 7.2</b>	Pembebanan Balok Induk Sebelum	
	Komposit .....	116
<b>Gambar 7.3</b>	Denah Pembalokan.....	120
<b>Gambar 7.4</b>	Denah Posisi Balok Eksterior 40/60.....	130
<b>Gambar 7.5</b>	Denah Posisi Balok Interior 60/90 .....	144
<b>Gambar 7.6</b>	Momen saat Pengangkatan Balok Induk	153
<b>Gambar 7.7</b>	Letak Titik Pengangkatan.....	154
<b>Gambar 7.8</b>	Potongan Rangka Struktur .....	156
<b>Gambar 7.9</b>	Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada	
	Kolom.....	158
<b>Gambar 7.10</b>	Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di	
	HBK .....	161
<b>Gambar 8.1</b>	Panjang Tumpuan pada Tumpuan.....	168
<b>Gambar 8.2</b>	Mekanisme Pemindahan Beban .....	169
<b>Gambar 8.3</b>	Model Keruntuhan.....	171

<b>Gambar 8.4</b> Model Sambungan Balok pada Konsol Kolom.....	172
<b>Gambar 8.5</b> Geometrik Konsol Pendek .....	174
<b>Gambar 8.6</b> Panjang Penyaluran Balok Induk .....	180
<b>Gambar 8.7</b> NMB <i>Splice Sleeve</i> UX (SA) .....	183
<b>Gambar 9.1</b> Konfigurasi Rencana Tiang Pancang .....	198
<b>Gambar 9.2</b> Bidang Kritis pada Poer .....	202
<b>Gambar 9.3</b> Penulangan pada Poer .....	203
<b>Gambar 9.4</b> Penampang Kritis Geser pada Pile Cap..	204
<b>Gambar 9.5</b> Konfigurasi Rencana Tiang Pancang .....	208
<b>Gambar 9.6</b> Bidang Kritis pada Poer .....	212
<b>Gambar 9.7</b> Penulangan pada Poer .....	214
<b>Gambar 9.8</b> Penampang Kritis Geser pada Pile Cap..	215
<b>Gambar 9.9</b> Diagram Interaksi Balok Sloof 40/60.....	218
<b>Gambar 10.1</b> Pemasangan Bracing pada Kolom .....	222
<b>Gambar 10.2</b> Grouting pada Sambungan Kolom dan Dasar Kolom.....	223
<b>Gambar 10.3</b> Pemasangan Bracing pada Kolom .....	223
<b>Gambar 10.4</b> Pemasangan Balok Anak Pracetak .....	224
<b>Gambar 10.5</b> Pemasangan Pelat Pracetak.....	224
<b>Gambar 10.6</b> Pemberian Topping.....	225





# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Semakin meningkatnya laju perkembangan dunia konstruksi telah mendorong para ahli konstruksi untuk melakukan inovasi-inovasi dalam pelaksanaan pekerjaan konstruksi. Dalam pengembangan berbagai metode konstruksi yang ada, tidak terlepas dari tuntutan industri konstruksi untuk menghasilkan kemudahan pelaksanaan pekerjaan yang efektif dan efisien. Hal ini telah mendorong berkembangnya berbagai metode konstruksi yang ada untuk menjawab berbagai tantangan tersebut.

Salah satu metode yang digunakan adalah metode pracetak. Metode pracetak sebagai salah satu alternatif mempunyai kelebihan seperti kecepatan dan kemudahan dalam pelaksanaan serta kontrol kualitas yang lebih akurat maupun dalam hal kekuatan yang direncanakan. Para perencana pada proyek konstruksi menjadikan penghematan dari segi waktu dan biaya menjadi target poin yang selalu diperhitungkan sehingga dengan menggunakan metode pracetak dapat menjawab tantangan tersebut.

Dengan kelebihan-kelebihan tersebut penggunaan pracetak semakin banyak ditemukan pada pembangunan konstruksi-konstruksi di Indonesia, terutama tuntutan penggunaan metode pracetak untuk struktur-struktur yang tinggi dengan bentuk gedung yang typical yang akan mengutungkan jika dilaksanakan dengan menggunakan metode pracetak ini.

Gedung Apartemen Admiralty Residence dibangun dengan menggunakan beton bertulang biasa dengan sistem pengecoran ditempat. Gedung tersebut merupakan struktur yang terdiri atas 22 tingkat yang dibangun di daerah gempa rendah. Gedung tersebut dibangun dengan menggunakan

beton bertulang biasa dengan sistem pengecoran setempat. Oleh karena itu penulis ingin menerapkan sistem pracetak pada gedung tersebut. Penulis juga bermaksud mengembangkan kemampuan gedung tersebut pada zona gempa yang lebih tinggi. Zona gempa relatif rendah memiliki frekuensi gempa yang tidak terlalu besar. Maka dari itu penulis bermaksud mendesain gedung tersebut tetap menggunakan metode pracetak, namun diharapkan nantinya dapat diaplikasikan dengan mampu menahan beban gempa di zona yang diinginkan penulis.

Mengingat hal diatas maka pada tugas akhir ini, penulis akan merencanakan struktur gedung apartemen Admiralty Residence dengan menggunakan beton pracetak dengan perancangan struktur menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) memakai peraturan ASCE7-10.

### **1.2 Perumusan Masalah**

Permasalahan yang perlu diperhatikan terkait dengan perencanaan gedung apartemen Admiralty Residence ini adalah :

1. Bagaimana merencanakan beton pracetak untuk struktur atas gedung termasuk dalam hal pengangkatan dan pemasangan elemen beton pracetak?
2. Bagaimana merencanakan struktur bangunan penahan gempa lateral?
3. Bagaimana merencanakan detail sambungan pada komponen pracetak?
4. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan dalam perencanaan ke dalam gambar teknik?

### **1.3 Tujuan**

Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Merencanakan beton pracetak untuk struktur atas gedung apartemen Admiralty Residence termasuk dalam hal pengangkatan dan pemasangan elemen beton pracetak

2. Merencanakan struktur bangunan penahan gaya lateral
3. Merencanakan detail sambungan pada komponen pracetak
4. Menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan kedalam gambar teknik

#### **1.4 Batasan Masalah**

Perencanaan ini mengambil batasan :

1. Beton pracetak yang digunakan adalah beton biasa (non prestress)
2. Komponen struktur yang menggunakan beton pracetak adalah pelat dan balok
3. Tidak meninjau masalah perubahan volume akibat perubahan temperatur dan shrinkage oleh beton.
4. Tidak meninjau kecepatan konstruksi
5. Perencanaan tidak termasuk sistem utilitas, kelistrikan dan sanitasi
6. Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000

#### **1.5 Manfaat**

Adapun manfaat dari tugas akhir ini adalah :

Melalui penulisan tugas akhir ini diharapkan dapat memberikan alternatif penggunaan metode konstruksi yang lebih efisien dan cepat dalam pembangunan suatu gedung mengingat metode pracetak memiliki berbagai kelebihan dibandingkan metode konvensional dan telah banyak diterapkan dalam berbagai pekerjaan struktur dalam bidang teknik sipil di Indonesia

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Pracetak dapat diartikan sebagai komponen elemen struktur/arsitektural bangunan yang diproduksi pada suatu tempat/lokasi yang berbeda dengan tempat/lokasi dimana elemen struktur/arsitektural tersebut akan digunakan. Sedangkan struktur beton pracetak adalah kumpulan dari elemen pracetak yang sesuai dan dihubungkan secara bersama-sama yang membentuk kerangka 3 dimensi yang mampu menahan beban gravitasi, angin bahkan beban gempa. (Elliot,2002)

Karena struktur yang dibangun berada di wilayah rawan gempa, khususnya Indonesia, maka struktur tersebut harus direncanakan mampu menahan gaya lateral yang bekerja. Performa konstruksi beton pracetak di wilayah gempa ditentukan oleh perilaku sambungannya, karena sambungan merupakan bagian terlemah dari struktur beton pracetak. Sambungan berfungsi untuk menyalurkan beban, menahan perpindahan, dan/atau memberikan stabilitas (PCI 2010). Hal tersebut dapat dicapai apabila sambungan tersebut bersifat kaku (*rigid*). Beberapa peneliti dunia telah melakukan investigasi tentang perilaku sambungan balok kolom pada saat menerima beban gempa baik berupa eksperimen langsung maupun analisis.

#### **2.2 Karakteristik Resiko Gempa Wilayah**

Pada SNI 1726:2012 dalam perencanaan desain seismik gempa, bangunan gedung dan non gedung dikategorikan beberapa jenis (pasal 4.1), serta diklasifikasikannya situs tanah yang nantinya akan dihitung respon spektral yang terjadi pada daerah tersebut.

Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewat sebesar 10% selama umur struktur bangunan

50 tahun adalah sebesar 2 persen. Pembesaran gempa didesain sesuai dengan kategori resiko bangunan gedung, situs tanah serta parameter percepatan gempa.

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan Industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Broskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

**Tabel 2.1** Kategori Risiko Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

**Tabel 2.2** Kategori Risiko Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa (lanjutan)

Dari tabel di atas akan didapatkan kategori resiko bangunan gedung dan non gedung tersebut, akan didapatkan faktor keutamaan gempa.

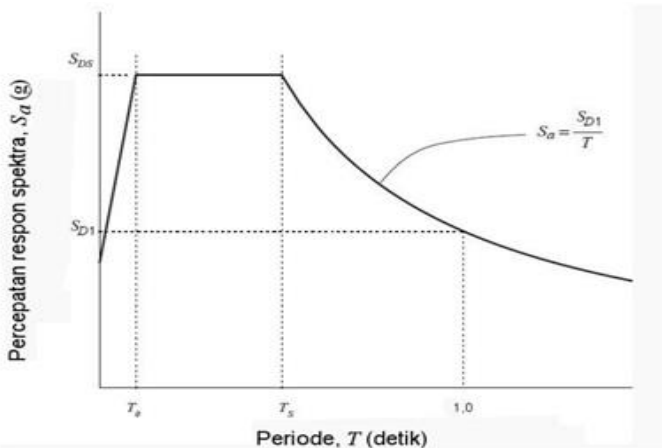
**Tabel 2.3** Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

**Tabel 2.4** Klasifikasi Tanah

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

**CATATAN:** N/A = tidak dapat dipakai

**Gambar 2.2** Respon Spectrum Rencana



## **2.3 Sistem Struktur dan Struktur Gedung**

### **2.3.1 Sistem Struktur**

Pada perencanaan suatu gedung, sistem struktur yang digunakan merupakan hal yang perlu diperhatikan. Berdasarkan SNI 2847:2002 pasal 23.2 suatu bangunan gedung diharuskan memiliki sistem struktur yang sesuai dengan faktor daya tahan terhadap gempa. Berikut adalah pembagian sistem struktur menurut wilayah gempanya :

1. Wilayah gempa 1 dan 2 (resiko gempa rendah).  
Desain dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Wilayah gempa 3 dan 4 (resiko gempa sedang).  
Desain dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
3. Wilayah gempa 5 dan 6 (resiko gempa tinggi).  
Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus dengan beton khusus.

### **2.3.2 Struktur Gedung**

Suatu gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan apabila memenuhi ketentuan SNI 1726:2012. Jika gedung tidak memenuhi ketentuan tersebut, maka ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan.

### **2.3.3 Struktur Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan**

Pengaruh gempa rencana struktur gedung ini dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen sehingga dapat menggunakan analisis statik ekuivalen.

Struktur gedung tidak beraturan adalah struktur gedung yang tidak memenuhi syarat konfigurasi struktur gedung beraturan. Pengaruh gempa struktur ini harus diatur dengan menggunakan

pembebanan gempa dinamik. Oleh karena itu, digunakan analisis respon dinamik. (Tavio; and Kusuma, B, 2009)

#### **2.3.4 Daktailitas Struktur Bangunan dan Pembebanan Nominal**

Daktail adalah kemampuan deformasi inelastis tanpa kehilangan kekuatan yang berarti. Sedangkan struktur daktail adalah kemampuan struktur mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berulang kali dan bolak balik akibat gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekuatan yang cukup, sehingga struktur tersebut tetap berdiri, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur tersebut tetap berdiri, walau berada dalam kondisi keruntuhan. (Tavio; and Kusuma, B, 2009)

#### **2.3.5 Perancangan Kapasitas**

Konsep “*strong column weak beam*” dalam sistem rangka pemikul momen khusus mengandung arti bahwa konstruksi kolom yang ada harus lebih kaku dari pada balok, sehingga kerusakan struktur ketika terjadi beban lateral/gempa, terlebih dahulu terjadi pada balok, lalu kerusakan struktur terjadi pada kolom. Dengan kata lain, balok-balok mendahului pembentukan sendi-sendi plastis yang tersebar di seluruh sistem struktur sebelum terjadi di kolom-kolom.

#### **2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)**

Pemakaian sistem rangka pemikul momen tergantung pada intensitas beban gempa yaitu pada parameter respon spektra percepatan desain  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ . Bila SNI 1726 menetapkan untuk suatu wilayah/daerah perlu sistem struktur penahan gempa, maka disain rangka pemikul momen khusus yang berbasis pada kemampuan disipasi energi dalam lingkup respon nonlinear harus dipakai.

#### **2.4.1 Rangka Momen Khusus yang Menggunakan Beton Pracetak**

Suatu gedung dibangun menggunakan beton pracetak yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa haruslah memenuhi ketentuan SNI 2847:2013 pasal 21.8.2. Rangka momen khusus dengan sambungan daktilil yang dibangun menggunakan beton pracetak harus memenuhi :

- a.  $V_n$  untuk sambungan yang dihitung menurut pasal 11.6.4 tidak boleh kurang dari  $2V_e$  dimana  $V_e$  dihitung menurut pasal 21.5.4.1 atau 21.6.5.1 ;
- b. Sambungan mekanis tulangan beton harus ditempatkan tidak lebih dekat dari  $h/2$  dari muka joint dan harus memenuhi persyaratan dari 21.1.6

Dan semua persyaratan untuk rangka momen khusus yang dibangun dengan beton cor ditempat.

Pasal 21.8.3 Rangka momen khusus dengan sambungan kekuatan yang dibangun dengan menggunakan beton pracetak harus memenuhi :

- a. Ketentuan pasal 21.5.1.2 berlaku untuk segmen-segmen antara lokasi dimana pelelehan tulangan diharapkan terjadi akibat perpindahan desain ;
- b. Kekuatan desain sambungan kekuatan,  $\phi S_n$  tidak boleh kurang dari  $S_e$  ;
- c. Tulangan longitudinal utama harus dibuat menerus melintasi sambungan dan harus disalurkan di luar baik sambungan kekuatan dan daerah sendi plastis ; dan
- d. Untuk sambungan kolom ke kolom,  $\phi S_n$  tidak boleh kurang dari  $1,4S_e$ . Pada sambungan kolom ke kolom,  $\phi M_n$  tidak boleh kurang dari  $0,4M_{pr}$  untuk kolom dalam tinggi tingkat, dan  $\phi V_n$  sambungan tidak boleh kurang dari  $V_e$  yang ditentukan oleh pasal 21.6.5.1.

Dan semua persyaratan untuk rangka momen khusus yang dibangun dengan beton cor ditempat.

## 2.5 Sistem Beton Pracetak

Sistem beton pracetak dapat diartikan sebagai suatu proses produksi elemen struktur/arsitektural bangunan pada suatu tempat/lokasi yang berbeda dengan tempat/lokasi di mana elemen struktur/arsitektural tersebut akan digunakan.

Pembuatan elemen beton pracetak dapat dilakukan di pabrik maupun di lapangan. Pembuatan elemen di pabrik biasanya bersifat permanen dan dapat dilaksanakan dengan berbagai metode yang menyangkut proses produksi dan peralatan yang digunakan. Metode yang digunakan disesuaikan dengan jumlah elemen yang akan diproduksi, agar didapat suatu produk yang ekonomis. Sedangkan pada pelaksanaan di lapangan, karena bersifat sementara maka metode yang digunakan juga terbatas.

### 2.5.1 Pelat

Pelat dianggap sebagai diafragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan gempa yang terjadi. Pada waktu pengangkatan atau sebelum komposit, beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat, sedangkan beban total yang diterima oleh pelat terjadi saat pelat sudah komposit.

### 2.5.2 Balok

Balok berfungsi untuk memikul beban-beban semisal beban pelat dan berat balok itu sendiri serta beban-beban lain yang bekerja pada struktur tersebut.

Ada 3 jenis balok pracetak, yaitu :

- a. Balok berpenampang L (*L-shaped beam*)
- b. Balok berpenampang T terbalik (*Inverted Tee Beam*)
- c. Balok berpenampang persegi (*Rectangular Beam*)

Keuntungan dari balok jenis ini adalah pada saat fabrikasi memudahkan dalam bekisting, selain itu lebih ekonomis.

Penentuan tinggi balok minimum,  $h_{\min}$  dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.2.3b, dimana bila persyaratan ini telah dipenuhi maka tidak dilakukan kontrol terhadap lendutan.

### 2.5.3 Kolom

Kolom merupakan anggota tekan vertikal dari suatu rangka struktural yang ditujukan untuk mendukung balok penahan beban. Mereka menyalurkan beban dari lantai atas ke tingkat lebih bawah dan selanjutnya melalui pondasi. Karena kolom merupakan elemen tekan, kegagalan sebuah kolom didalam suatu lokasi yang kritis dapat mengakibatkan keruntuhan progresif dari lantai yang berhubungan dan keruntuhan total ultimate struktur secara keseluruhan. (Nawy, E. G.; Tavio; and Kusuma, B, 2010)

### 2.6 Sambungan

Sambungan merupakan bagian yang sangat penting untuk mentransfer gaya-gaya antar elemen pracetak yang disambung. Perencanaan sambungan harus mengantisipasi kemungkinan adanya kenaikan temperatur pada sistem sambungan pada saat kebakaran, sehingga kekuatan dari baja maupun beton dari sambungan tersebut tidak akan mengalami pengurangan.

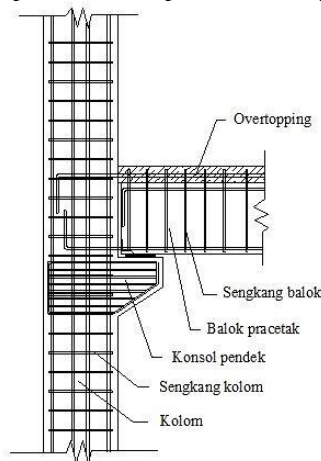
Hal-hal yang harus dipertimbangkan pada saat merencanakan sambungan adalah :

- a. Standarisasi produksi jenis sambungan dan kemudahan tersedianya material di lapangan.
- b. Hindari keruwetan penempatan tulangan pada sambungan.
- c. Hindari sedapat mungkin pelubangan pada cetakan.
- d. Perlu diperhatikan batasan panjang dari komponen pracetak dan toleransi.
- e. Hindari batasan non-standar pada produksi dan pemasangan.
- f. Rencanakan sistem pengangkatan komponen beton pracetak semudah mungkin baik di pabrik maupun dilapangan
- g. Penggunaan sistem sambungan yang tidak rusak pada saat pengangkatan.
- h. Diantisipasi kemungkinan adanya penyesuaian dilapangan.

### 2.6.1 Sambungan Basah (*In-situ Concrete Joint*)

Pada komponen beton pracetak terdapat besi tulangan yang keluar dari bagian ujungnya, dimana antartulangan pada komponen beton pracetak tersebut nantinya akan dihubungkan dengan bantuan *mechanical joint*, *mechanical coupled*, *splice sleeve*, maupun panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan dilakukan pengecoran beton.

Sambungan basah dapat berfungsi untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkai, susut serta perubahan suhu. Selain itu, sambungan basah dianjurkan untuk bangunan di daerah rawan gempa karena dapat menjadikan masing-masing komponen beton pracetak menjadi monolit.



**Gambar 2.3** Sambungan Basah (*In-Situ Concrete Joint*)

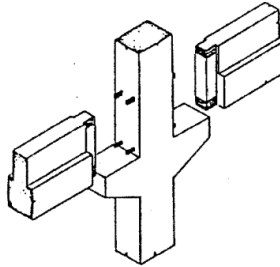
### 2.6.2 Sambungan Kering (*Dry Connection*)

Alat sambung kering dalam menyatukan komponen beton pracetak menggunakan plat baja yang ditanamkan dalam beton dan ditempatkan pada ujung-ujung yang akan disatukan. Fungsi dari plat baja ini adalah untuk meneruskan gaya-gaya sehingga plat baja ini harus benar-benar menyatu dengan material betonnya. Dalam penyatuan komponen-komponen beton pracetak dapat digunakan

alat sambung berupa baut atau las. Untuk menghindari terjadinya korosi pada plat baja, setelah proses penyambungan selesai maka lubang sambungan tersebut harus di-*grouting*.

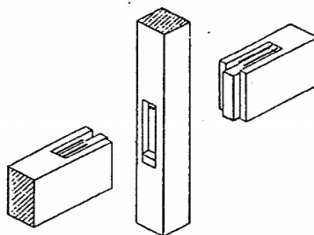
1) Sambungan Kaku antara Balok-Kolom Menerus

Pada pertemuan antara balok dengan kolom, ujung balok didukung oleh *corbels* yang menjadi satu dengan kolom. Penyatuan antara dua komponen tersebut menggunakan las yang dilaksanakan pada plat baja yang tertanam dalam balok dengan plat baja yang telah disiapkan pada sisi kolom.



**Gambar 2.4** Sambungan Kaku antara Balok dengan Kolom Menerus dengan Alat Sambung Las

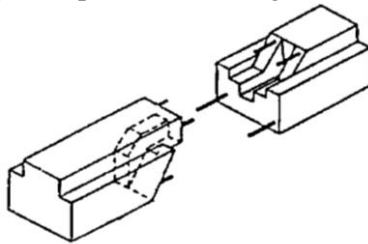
Jika karena sesuatu hal maka pada kolom tidak dikehendaki adanya *corbel* maka untuk menyatukan kedua komponen tersebut dapat digunakan baja siku yang ditempatkan pada balok.



**Gambar 2.5** Sambungan Kaku antara Balok dengan Kolom Menerus tanpa *Corbel* atau *Shoulder*

## 2) Sambungan Sistem Lambda

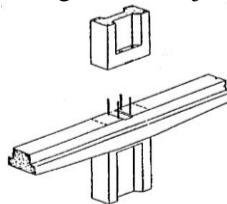
adalah dengan menempatkan pin pada ujung balok yang akan disatukan. Pin tersebut kemudian disatukan dengan alat sambung berupa baut ataupun las dan diikuti dengan *grouting* untuk menghindari korosi yang mungkin terjadi. Sambungan antarbalk sebaiknya ditempatkan pada daerah dengan momen terkecil.



**Gambar 2.6** Sambungan Balok dengan *Pin-Joint*

## 3) Sambungan Kolom dengan *Pin Joints*

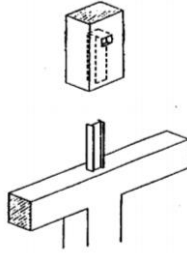
Untuk menyatukan dua buah kolom yang mempunyai tampang I dapat digunakan pin yang terletak pada bagian atas dari kolom bawah dan kemudian pada bagian bawah kolom atas disiapkan lubang untuk memasukkan pin ke dalam lubang kemudian menggunakan baut sebagai alat bantu. Ujung atas baut di-*grouting* untuk menghindari terjadinya korosi.



**Gambar 2.7** Sambungan *Pin-Joint* pada Kolom dengan Baut sebagai Alat Sambung



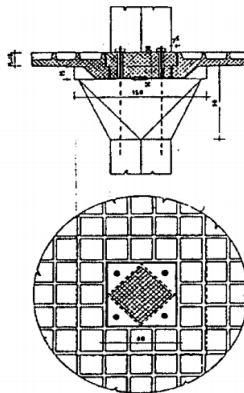
Cara lain untuk menyatukan kolom adalah menggunakan baja profil I yang ditempatkan pada ujung atas dari kolom bagian bawah, sedangkan ujung bawah dari kolom bagian atas diberi lubang untuk menempatkan profil tersebut dan dilakukan *grouting* untuk menyatukannya.



**Gambar 2.8** Sambungan Kolom dengan Profil I

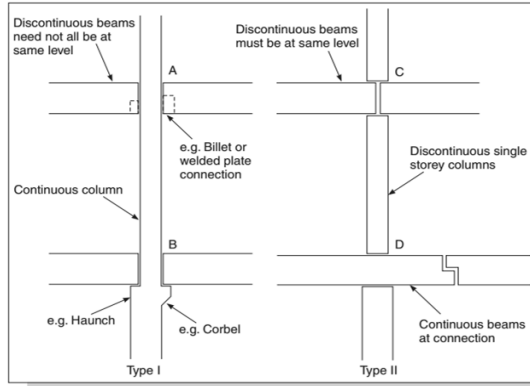
4) Sambungan Baut pada *Mushroom Structure*

Penyatuan komponen beton pracetak tipe *mushroom* dapat dilakukan dengan alat sambung baut. Cara penyambungannya dapat dilihat pada Gambar 2.8.



**Gambar 2.9** Sambungan Baut antara Kolom dengan Plat *Cantilever* pada Keempat Sisinya

Menurut Kim S. Elliot, ada 2 tipe sambungan balok-kolom yaitu tipe I (elemen vertikal menerus) dan tipe II (elemen vertikal tidak menerus).



**Gambar 2.10** Tipe Sambungan Balok-Kolom

### 1. Tipe I (Elemen Vertikal Menerus)

Terdiri dari 2 kategori :

#### A. *Hidden Connections*

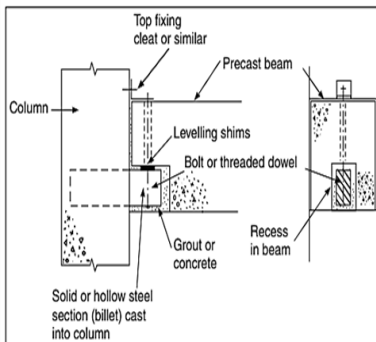


Figure 9.9: Billet beam-to-column hidden connection.

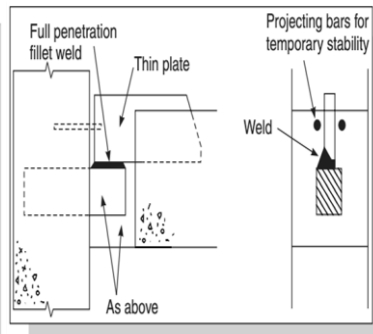


Figure 9.10: Welded plate beam-to-column hidden connection.

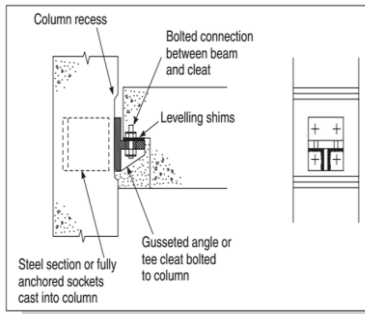


Figure 9.11: Cleat beam-to-column hidden connection.

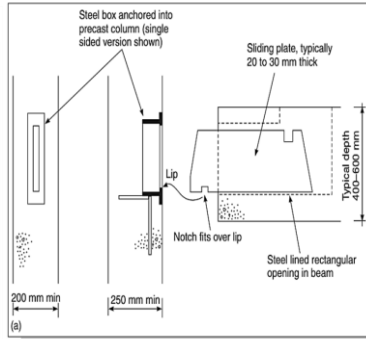


Figure 9.12a: Sliding plate beam-to-column hidden connection in detail.

## Gambar 2.11 Hidden Connections untuk Elemen Vertikal Menerus

(Sumber : Kim S. Elliot, 2002)

### B. Visible Connections

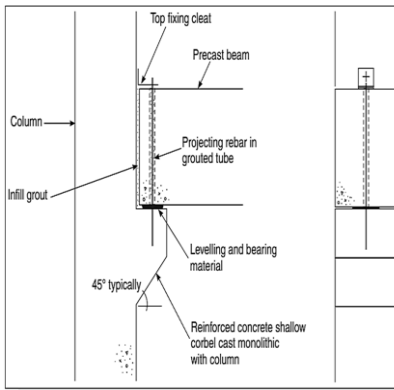


Figure 9.13: Shallow corbel beam-to-column visible connection.

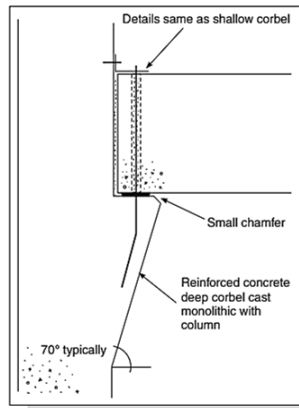


Figure 9.14: Deep corbel beam-to-column visible connection.

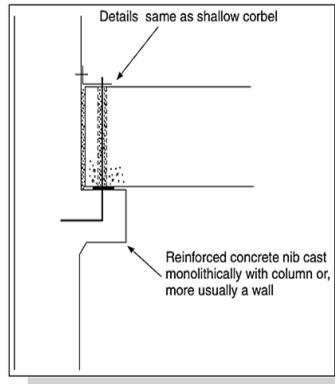


Figure 9.15: Nib beam-to-column (or wall) visible connection.

**Gambar 2.12 Visible Connections untuk Elemen Vertikal Menerus**  
(Sumber : Kim S. Elliot, 2002)

2. Tipe II (Elemen Vertikal Tidak Menerus)

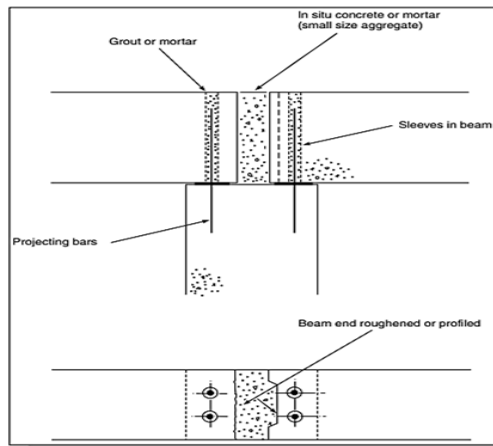


Figure 9.18: Beam-to-column head connection.

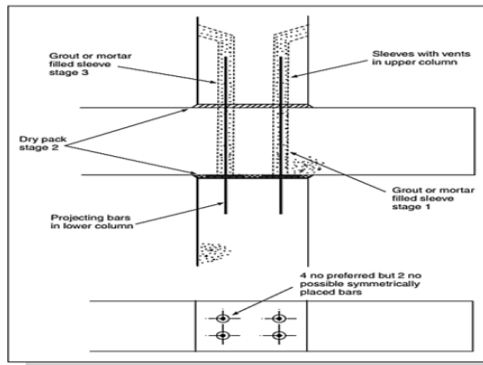


Figure 9.19: Continuous beam to discontinuous column connection.

**Gambar 2.13** Tipe II (Elemen Vertikal Tidak Menerus)  
(Sumber : Kim S. Elliot, 2002)

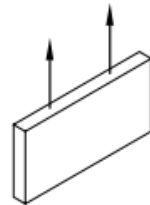
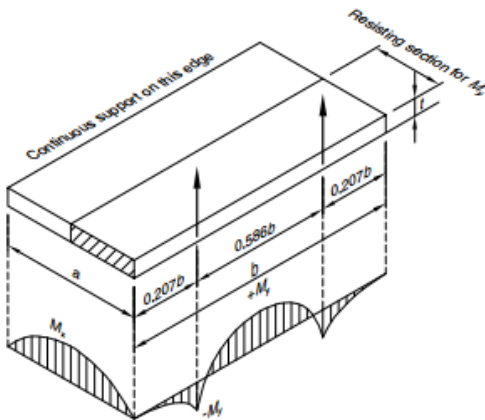
## 2.7 Pengangkatan Elemen Pracetak

*Handling* adalah pemindahan komponen pracetak dari *moulding*/bekisting sampai pada tahap pemasangan. Dalam perencanaan sistem pracetak *quality control* untuk *handling* perlu kita perhatikan dalam setiap tahapan konstruksi mulai dari Produksi, *Demoulding*, Penyimpanan, Transportasi sampai pada tahap pemasangan. Di mana selama proses *handling* tersebut perlu diperhitungkan kekuatan elemen pracetak dari berbagai macam cara *handling* dan alat bantu *handling* yang digunakan sehingga elemen pracetak aman dan tidak rusak. Hal-hal yang harus diperhatikan selama pengangkatan:

- Stabilitas dan kontrol tegangan pada elemen pada saat diangkat
- Ukuran dan berat elemen yang dapat dikirim dan sesuai dengan alat berat yang diperlukan
- Kapasitas alat (*mobile crane* atau *tower crane*) di pabrik atau di *site* serta posisi dan jangkauan alat angkat
- Jarak penumpukan, rotasi penumpukan, dan penempatan penumpukan.

Beberapa contoh posisi pengangkatan elemen pracetak:

1. Pengangkatan vertikal tegak



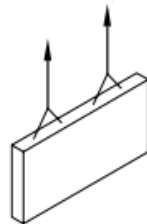
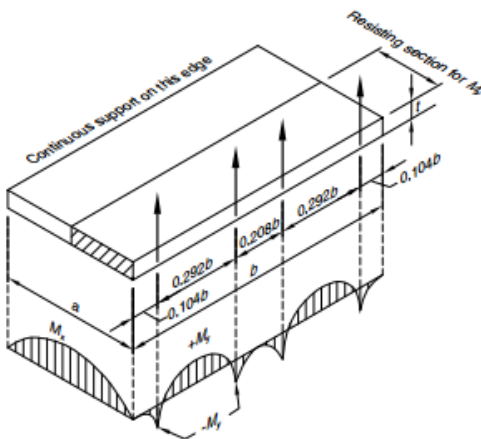
(a) Two-point pick-up maximum moments

$w$  = weight per unit area

$$M_x = \frac{wa^2}{8} \text{ (per unit of width)}$$

$$-M_x = +M_y = 0.0107wab^2$$

$M_x$  resisted by a section of width  $a/2$



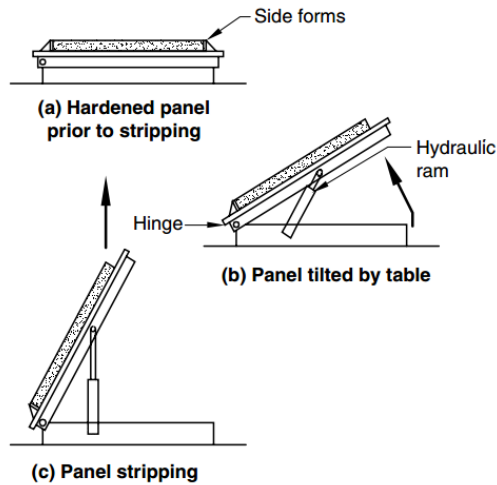
(b) Four-point pick-up maximum moments

Locations shown for equal pick loads:

$$M_x = \frac{wa^2}{8} \text{ (per unit of width)}$$

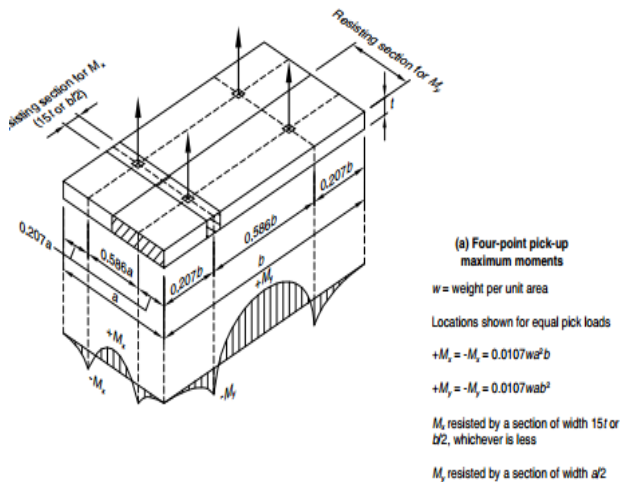
$$-M_x = +M_y = 0.0027wab^2$$

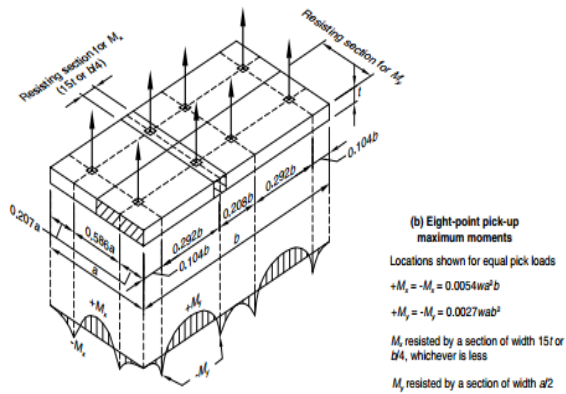
$M_x$  resisted by a section of width  $a/2$



**Gambar 2.14** Pengangkatan vertikal tegak (PCI, 2010)

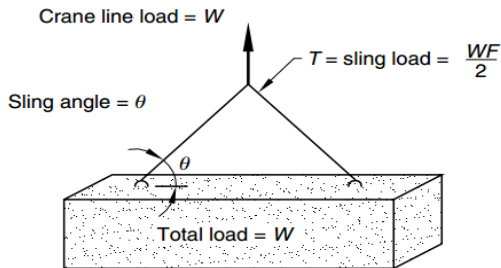
## 2. Pengangkatan vertikal datar





**Gambar 2.15** Pengangkatan vertikal datar (PCI, 2010)

### 3. Pengangkatan vertikal dengan inklinasi

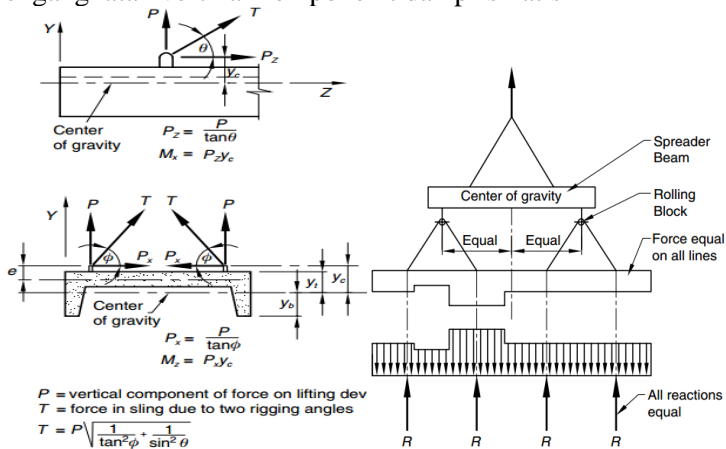


	Multiplication factor $F$ for the total load on sling with a sling angle of $\theta$				
$\theta$	90°	75°	60°	45°	30°
$F$	1.00	1.04	1.16	1.41	2.00
Note: $\theta$ is usually not less than 60°. Check bi-directional sling angle. A 30° sling angle is not recommended.					

**Gambar 2.16** Pengangkatan vertikal dengan inklinasi (PCI, 2010)



#### 4. Pengangkatan vertikal komponen tidak prismatis



**Gambar 2.17** Pengangkatan vertikal komponen tidak prismatis  
(PCI, 2010)

### 2.8 Metode Membangun dengan Konstruksi Pracetak

Metode konstruksi yang dapat digunakan dibedakan menjadi 2, yaitu metode vertikal (*vertical method*) dan metode horizontal (*horizontal method*).

#### 1. Metode Vertikal

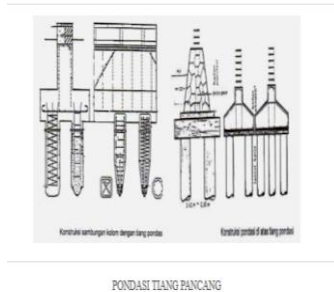
*Erection* dengan metode vertikal adalah kegiatan penyatuan komponen beton pracetak yang dilaksanakan pada arah vertikal struktur bangunan yang mempunyai kolom menerus dari lantai dasar hingga lantai paling atas, yang dengan cara demikian maka sambungan-sambungan pada lantai di atasnya harus dapat segera bekerja secara efisien.

#### 2. Metode Horizontal

Penyatuan komponen beton pracetak dengan metode horizontal adalah proses *erection* yang pelaksanaannya tiap satu lantai (arah horizontal bangunan).

## 2.9. Perencanaan Pondasi

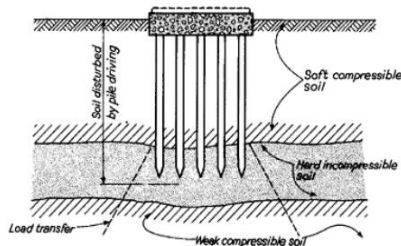
Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah.



**Gambar 2.18** Pondasi Tiang Pancang (Tomlinson, M. J, 1994)

### 2.9.1 Kriteria Stabilitas dan Kriteria Deformasi Pondasi

Dalam perencanaan geoteknik, ada dua kriteria yang harus dipenuhi yaitu kriteria stabilitas (*ultimate limit state, ULS*) dan kriteria deformasi (*serviceability limit state, SLS*). (Tomlinson, M. J, 1994)



*Fig. 1.3 Pile group terminating in hard incompressible soil layer underlain by weak compressible soil*

### 2.9.2 Pelaksanaan Metode Tiang Pancang

- a. Menghitung daya dukung yang didasarkan pada karakteristik tanah dasar yang diperoleh dari penyelidikan tanah. Dari sini, kemudian dihitung kemungkinan nilai daya dukung yang diizinkan pada berbagai kedalaman, dengan memperhatikan faktor aman terhadap keruntuhan daya dukung yang sesuai, dan penurunan yang terjadi harus tidak berlebihan.
- b. Menentukan kedalaman, tipe, dan dimensi pondasinya. Hal ini dilakukan dengan jalan memilih kedalaman minimum yang memenuhi syarat keamanan terhadap daya dukung tanah yang telah dihitung. Kedalaman minimum harus diperhatikan terhadap erosi permukaan tanah, pengaruh perubahan iklim, dan perubahan kadar air. Bila tanah yang lebih besar daya dukungnya berada dekat dengan kedalaman minimum yang dibutuhkan tersebut, dipertimbangkan untuk meletakkan dasar pondasi yang sedikit lebih dalam yang daya dukung tanahnya lebih besar. Karena dengan peletakan dasar pondasi yang sedikit lebih dalam akan mengurangi dimensi pondasi, dengan demikian dapat menghemat biaya pembuatan pelat betonnya.
- c. Ukuran dan kedalaman pondasi yang ditentukan dari daya dukung diizinkan dipertimbangkan terhadap penurunan toleransi.

### 2.9.3 Daya Dukung Pondasi

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_r$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

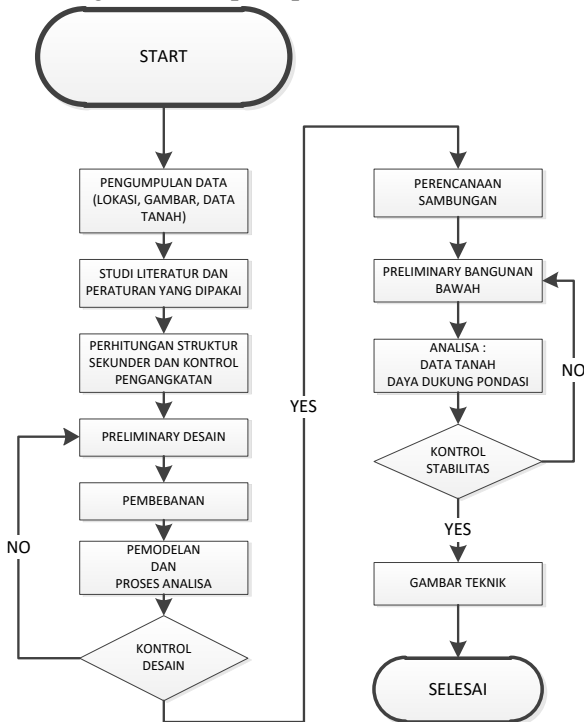
$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Di samping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang ditanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut.

## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Diagram Alir

Pada bab ini akan dibahas tahapan apa saja yang harus dilalui dalam perencanaan tugas akhir, yaitu dapat dilihat dalam bentuk diagram alir seperti pada Gambar 3.1 berikut :



**Gambar 3.1** Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

### 3.2 Data Perancangan dan Studi Literatur

#### ● Data Perancangan

» Data Umum Bangunan :

Nama Gedung : Aspen Admiralty Residence

Tipe Bangunan : Hunian Apartemen

Zona Gempa : Sedang

Jumlah lantai : 15 lantai

Tinggi Bangunan :  $\pm 50$  m

Struktur bangunan : Beton bertulang

» Data material :

Mutu beton ( $f'_c$ ) : 30 Mpa

Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa

Data tanah : terlampir

#### ● Peraturan Perancangan Struktur dan Studi Literatur

Adapun beberapa literatur serta peraturan yang akan digunakan adalah sebagai berikut

1. SNI 2847 : 2013
2. SNI 1726 : 2012
3. SNI 1727 : 2013
4. PCI 6<sup>th</sup> Edition
5. Kim S. Elliot. 2002. Precast Concrete Structures
6. Wahyudi, Herman. 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember

### **3.3 Sistem Struktur**

Sistem struktur yang digunakan harus memperhatikan faktor daya tahan terhadap gempa sesuai dengan SNI 03-1726-2012. Pembagian sistem struktur menurut sifat-sifat tanah pada situs dibagi sebagai berikut :

1. Situs SA dan SB (Resiko Gempa Rendah). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Situs SC dan SD (Resiko Gempa Sedang). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
3. Situs SE dan SF (Resiko Gempa Tinggi). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK) dengan beton khusus.

### **3.4 Analisa Struktur Sekunder**

#### **3.4.1 Perencanaan Dimensi Pelat**

Persyaratan ketebalan minimum,  $h$  untuk pelat dua arah yang dikelilingi balok-nalok diatur dalam SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3, dengan ketentuan tabel 9.5(c)

- Perhitungan keperluan tulangan lentur sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 10.5
- Kuat geser horizontal menurut SNI 03-2847-2013 pasal 17.5
- Tulangan geser horizontal menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.6.4

### 3.4.2 Perencanaan Tangga

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

Dimana :

t = tinggi injakan

i = lebar injakan

$\alpha$  = sudut kemiringan tangga ( $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$ )

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dengan anggapan tumpuan sederhana

(sendi dan rol)

a. Besarnya beban yang bekerja sesuai dengan PPIUG 1983

b. Kombinasi pembebanan (SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1)

- Perhitungan Momen
- Penulangan Tangga
- Penulangan Lentur Plat dan Bordes

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

- SNI 03-2847-2013 pers.(10-3)
- SNI 03-2847-2013 pasal 10.3.5
- SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1



### 3.4.3 Titik angkat dan Sokongan

#### 3.4.3.1 Pengangkatan Pelat

Dalam pemasangan pelat pracetak harus diperhatikan bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat.

- Momen-momen yang terjadi pada elemen pelat menggunakan 4 titik angkat

Maksimum momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_x = 0,0107 \cdot w \cdot a^2 \cdot b$$

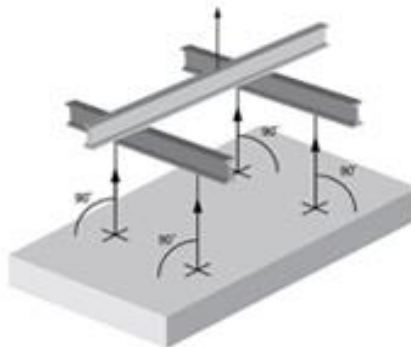
$$+M_y = -M_y = 0,0107 \cdot w \cdot a \cdot b^2$$

Dimana :

$w$  = beban unit per luas

$M_x$  ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan  $15t$  atau  $b/2$

$M_y$  ditahan oleh penampang dengan lebar  $a/2$



**Gambar 3.2** Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat)

Sumber : PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition

- Momen-momen yang terjadi pada elemen pelat menggunakan 8 titik angkat  
Maksimum momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_y = 0,0054.w.a^2.b$$

$$+M_y = -M_x = 0,0027.w.a.b^2$$

$M_x$  ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan  $15t$  atau  $b/4$

$M_y$  ditahan oleh penampang dengan lebar  $a/2$

### **3.4.3.2 Pengangkatan Balok Pracetak**

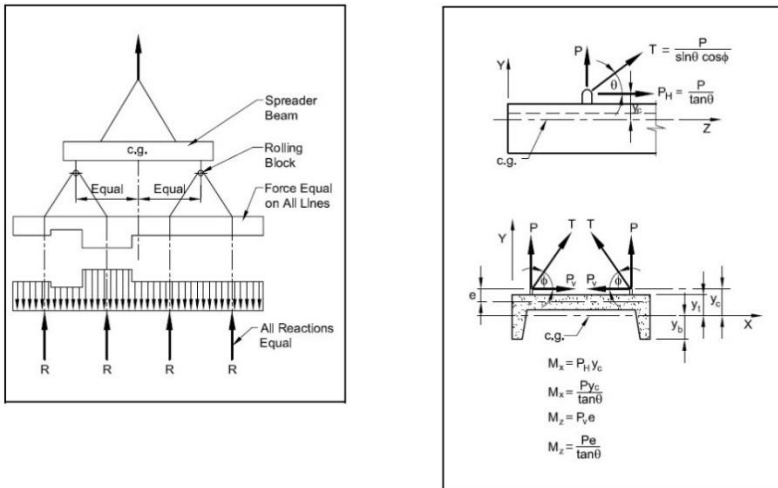
Fabrikasi balok pracetak dibagi dalam 2 bagian :

#### **1. Pabrikasi di lokasi proyek (tidak permanen)**

Fabrikasi yang tidak permanen ini dilakukan apabila luas areal dimana proyek tersebut dikerjakan cukup memadai, disamping lingkungan juga mendukung untuk pergerakan transportasi dari komponen pracetak itu sendiri.

#### **2. Pabrikasi yang bersifat permanen**

Fabrikasi permanen untuk melayani segala kebutuhan sesuai dengan kapasitas atau kemampuan produksi dari pabrik tersebut. Pabrik yang permanen biasanya membutuhkan areal yang sangat luas, dikarenakan produksinya akan dilakukan secara massal dan tentunya harus didukung dengan lokasi sumber bahan baku yang relatif dekat dengan lokasi pabrik.



**Gambar 3.3** Posisi pengangkatan balok

Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan. Untuk factor keamanan atau angka pengali pada fase erection, pengangkutan, transportasi dapat dilihat dalam tabel berikut

**Tabel 3.1** Angka pengali beban statis ekivalen untuk menghitung gaya pengangkatan dan gaya dinamis

Fase	Angka Pengali
Pengangkatan dari bekisting	1,7
Pengangkatan ke tempat penyimpanan	1,2
Transportasi	1,5
Pemasangan	1,2

(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition, 2004, table 5.3.3.1)

### 3.5 Analisa Struktur Utama

Hal-hal yang harus diperhatikan dalam analisa struktur ini adalah :

- Permodelan bentuk bangunan
- Dimensi elemen-elemen struktur yang didapat dari hasil preliminary design
- Pembebanan struktur serta kombinasi pembebanan

#### 3.5.1 Perencanaan Dimensi Balok

Pasal 21.5.1 SNI 03-2847-2013 mengatur bentang bersih, lebar bw dan lebar efektif balok untuk persyaratan geometri balok

1. Pasal 21.5.1.2 : Bentang bersih balok ( $l_n$ ) harus  $\geq 4d$ , dimana  $d$  adalah tinggi efektif balok
2. Pasal 21.5.1.3 : Lebar balok,  $b_w$  tidak boleh kurang dari  $0,3h$  dan  $250 \text{ mm}$
3. Pasal 21.5.1.4 : Lebar efektif maksimum,  $b_w$ , harus lebih kecil dari
  - $3c_2$  atau
  - $C_2 + 2(0,75c_1)$
4. Di samping syarat geometris diatas, SNI 03-2847-2013 juga menentukan kualitas bahan beton dan tulangan khusus untuk sistem ini.
  - Pasal 21.1.4.2 : Kuat tekan beton  $f'_c$  tidak boleh kurang dari  $21 \text{ MPa}$
  - Pasal 21.1.5.2 : Pemakaian tulangan harus memenuhi syarat ASTM A706M, Grade 420. Tulangan ASTM A615M Grade 280 dan 420 diijinkan dipakai bila :
    - Kuat leleh aktual yang di tes di pabrik tidak melebihi  $125 \text{ MPa}$  dari  $f_y$  yang ditetapkan dan
    - Rasio kuat tarik aktual terhadap kuat leleh aktual tidak boleh kurang dari  $1,25$  Mpa

- Pasal 21.1.5.3 : Kuat tarik tulangan pengekuat,  $f_{yt}$ , untuk menghitung jumlah tulangan pengekuat (confinement) di Pasal 21.6.4, tidak boleh lebih besar dari 700 Mpa.

- Nilai  $f_y$  dan  $f_{yt}$  untuk desain tulangan geser harus sesuai Pasal 11.4.2

### 3.5.2 Perencanaan Dimensi Kolom

Penentuan dimensi kolom dapat diambil dengan perhitungan sebagai berikut :

$$A = \frac{W}{0,3 \times f'c}$$

Dimana, W = beban aksial yang diterima kolom

$f'_c$  = kuat tekan beton karakteristik

A = Luas penampang kolom

- Perencanaan tulangan lentur diatur dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.6
- Kuat geser beton bersamaan dengan adanya aksial tekan yang diatur dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 7.10.5.2
- Kontrol perlu tidaknya torsi diatur dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1

### 3.6 Analisa Pembebanan

Adapun pembebanan itu sendiri dibedakan menjadi 3 hal, yaitu:

1. Untuk beban mati (self weight) beban hidup, dan beban angin disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia
2. Untuk beban lateral (beban gempa) harus disesuaikan dengan SNI 03-1726-2012
3. Untuk beban kombinasi pembebanan direncanakan dengan SNI 03-2847-2013

#### 4. Beban gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai dengan SNI 03-1726-2012. Berikut hal-hal yang harus diperhatikan dalam analisa gempa menggunakan SNI 03-1726-2012.

### 3.6.1 Penentuan faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Gedung

Analisis terhadap kategori gedung diperlukan agar beban gempa yang diperhitungkan sesuai dengan fungsi dari gedung yang direncanakan. Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung berdasarkan SNI 03-1726-2012 tabel 1 dan Faktor Keutamaan Gedung pada tabel 2 berdasarkan SNI 03-1726-2012

### 3.6.2 Penentuan Jenis Tanah

Untuk mendapatkan kelas situs maka harus mengetahui jenis tanahnya. Jenis tanah yang digunakan ditentukan berdasarkan kelas situs sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 5.3 dengan tiga parameter yang mempengaruhi yaitu kecepatan rata-rata gelombang geser  $\bar{V}_s$ , tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata  $\bar{N}$ , kuat geser nilai rata-rata  $\bar{S}_u$ . Karena data tanah yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini adalah hasil SPT maka parameter yang bisa dipakai adalah tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata  $\bar{N}$  dengan persamaan sebagai berikut

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{N_i}} 8 \dots \dots \dots (3.1)$$

Dimana :

di = Kedalaman lapisan tanah uji

Ni = Nilai SPT

$$\sum_{i=1}^n di = 30 \text{ meter atau lebih} \dots \dots \dots (3.2)$$

Dari hasil perhitungan parameter penentuan jenis tanah, akan didapatkan jenis tanah yang sesuai tabel 2.1 berikut :

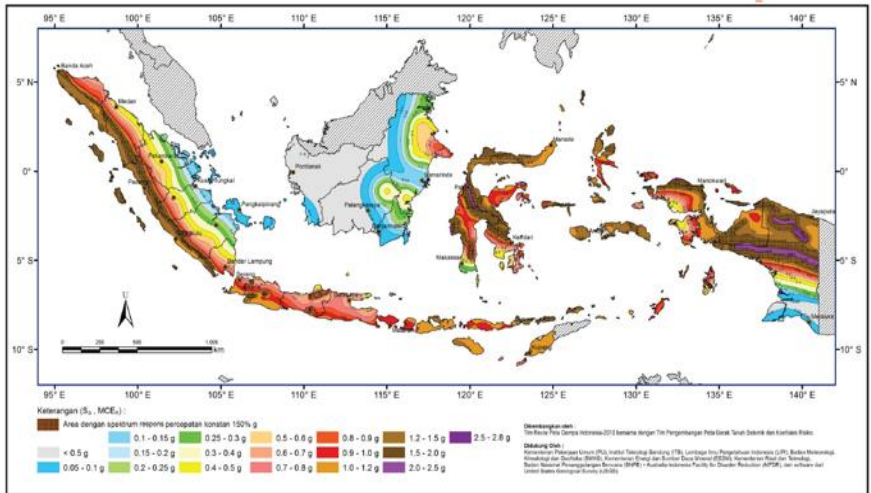
**Tabel 3.2** Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{v}_z$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{eq}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristis sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan Kuat geser niralar $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti <b>Pasal 6.9.1</b> )	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

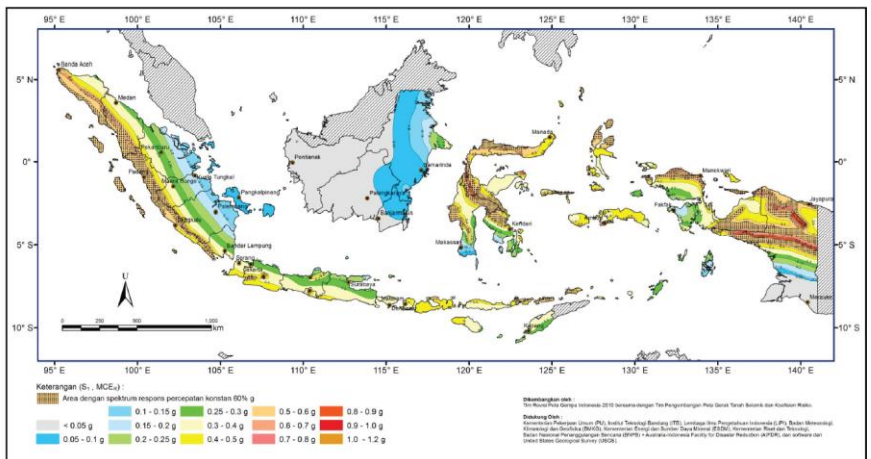
### 3.6.3 Parameter Percepatan Terpetakan

Parameter yang digunakan adalah  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) yang harus ditetapkan masing-masing dari respon spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik ( $MCE_R$ ) kemungkinan 20% terlampaui dalam 50 tahun



**Gambar 3.4** Peta  $MCE_R$  untuk  $S_s = 0,2$  s

(Sumber :<http://puskim.pu.go.id/>)



**Gambar 3.5** Peta  $MCE_R$  untuk ( $S_s = 1$  s)



(Sumber : <http://puskim.pu.go.id/>)

Dari Gambar 3.3 dan Gambar 3.4 maka didapat koefisien situs sesuai dengan kelas situs tanahnya. Tabel 3.3 dan Tabel 3.4 menjelaskan koefisien situs sesuai dengan kelas situs.

**Tabel 3.3** Koefisien Situs,  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Catatan :

- Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi linier
- SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik, lihat ps.6.10.1

**Tabel 3.4** Koefisien Situs,  $F_v$

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3

SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

Catatan :

- Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier
- SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik, lihat ps.6.10.1

### 3.6.4 Parameter Percepatan Respon Spektral

Untuk menentukan respon spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplikasi seismik pada periode 0,2 detik dan pada periode 1 detik. Faktor amplikasi meliputi faktor amplikasi getaran terkait dengan percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplikasi getaran terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik ( $SM_1$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan persamaan 2.3 dan 2.4:

$$S_{MS} = F_a S_S \dots\dots\dots (3.3)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots (3.4)$$

Dimana :

$S_S$  = parameter respon spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode pendek

$S_1$  = parameter respon spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode 1 detik

3.6.5 Parameter Percepatan Spektral Desain

Setelah menentukan parameter percepatan respon spektral didapatkan percepatan spektral desain pada periode pendek ( $SD_S$ ) dan parameter spektral desain pada periode 1 detik ( $SD_1$ ) dengan persamaan 2.5 dan 2.6 :

$$SD_S = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (3.5)$$

$$SD_1 = \frac{2}{3} S_M \dots\dots\dots (3.6)$$

3.6.6 Kategori Desain Seismik

Suatu struktur harus ditetapkan memiliki kategori desain seismik berdasarkan Tabel 2.4 dan 2.5:

**Tabel 3.5** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

**Tabel 3.6** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

### 3.6.7 Kombinasi Sistem Perangkat Dalam Arah Yang Berbeda

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan untuk menahan gaya gempa di masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan masing-masing nilai  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  harus dikenakan pada setiap sistem.

### 3.6.8 Prosedur Analisis Gaya Lateral

Konsep SNI 1726-2012 memberikan petunjuk untuk tiga prosedur analisis, yaitu :

- Analisis gaya lateral equivalent (GLE atau ELF)
- Analisis Spektrum Ragam (MSA)
- Analisis Riwayat Waktu (RHA)

### 3.6.9 Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen

Gaya Dasar Seismik

$$V = C_s \cdot W \dots\dots\dots (3.7)$$

Dimana :

$C_s$  adalah koefisien respons seismik

$W$  adalah berat seismikefektif menurut pasal 77.2

#### ● Koefisien Respons Seismik

$$C_s = \frac{SDS}{R/I_e} \dots\dots\dots (3.8)$$

Keterangan :

$SDS$  adalah percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek

$R$  adalah faktor modifikasi respon

$I_e$  adalah faktor keutamaan hunian sesuai tabel 1 (SNI 03-1726-2012 ps.4.2.1)

Nilai  $C_s$  diatas tidak perlu melebihi :

$$C_s = \frac{SD_1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (3.9)$$

Dan nilai  $C_s$  tidak kurang dari :

$$C_s = 0.044.S_{DS}.I_e \geq 0.01 \dots\dots\dots (3.10)$$

Untuk struktur berlokasi dimana  $S_1 \geq 0,6$  g, maka harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0.5.S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (3.11)$$

Keterangan :

$S_{D1}$  adalah spektrum respon desain dalam periode 1,0 detik

$T$  adalah periode struktur dasar (detik)

$S_1$  adalah percepatan spektrum respon maksimum

### 3.7 Perancangan Sambungan

Kelemahan konstruksi pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit, sehingga lemah terhadap beban lateral khususnya dalam menahan beban gempa, mengingat Indonesia merupakan daerah dengan intensitas gempa yang cukup besar. Untuk itu sambungan antara elemen balok pracetak dengan kolom maupun dengan plat pracetak direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit (*cast in place emulation*).

Dengan metode konstruksi semi pracetak, yaitu elemen pracetak dengan tuangan beton cast in place di atasnya, maka diharapkan sambungan elemen-elemen tersebut memiliki perilaku

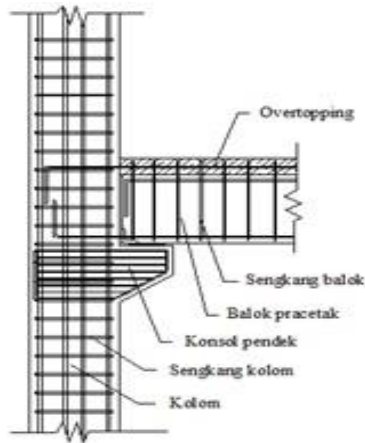
yang mendekati sama dengan struktur monolit. Untuk menjamin kekakuan dan kekuatan pada detail sambungan ini memang butuh penelitian mengenai perilaku sambungan tersebut terhadap beban gempa. Berdasarkan beberapa referensi hasil penelitian yang dimuat dalam PCI jurnal, ada rekomendasi pendetailan sambungan elemen pracetak dibuat dalam kondisi daktail sesuai dengan konsep desain kapasitas *strong coloumn weak beam*.

Dalam perencanaan sambungan pracetak, gaya – gaya disalurkan dengan cara menggunakan sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombuinasi cara – cara tersebut. Dalam penulisan tugas akhir ini digunakan sambungan dengan pelapisan beton bertulang cor setempat.

### **3.7.1 Perencanaan Sambungan pada Balok dan Kolom**

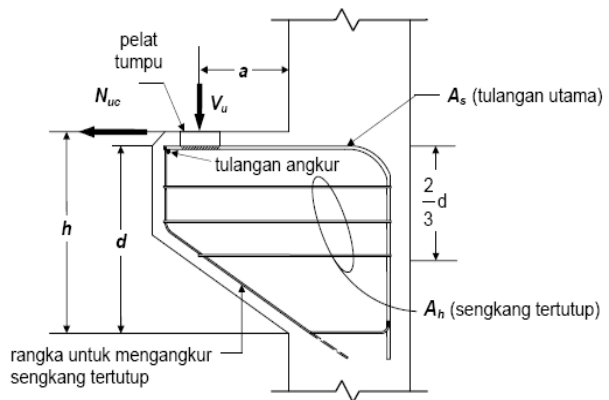
Sambungan antara balok pracetak dengan kolom harus bersifat kaku atau monolit. Oleh sebab itu pada sambungan elemen pracetak ini harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang sama dengan beton cor di tempat. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

- Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 2847:2013 pasal 7.13, yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.
- Pemasangan dowel dan pemberian grouting pada tumpuan atau bidang kontak antara balok pracetak dan kolom untuk mengantisipasi gaya lateral yang bekerja pada struktur.



**Gambar 3.6** Sambungan Balok dengan Kolom

Pada perancangan sambungan balok dan kolom ini menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.8 mengenai ketentuan khusus untuk konsol pendek.

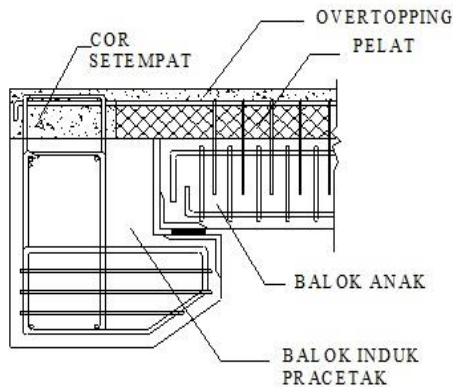


**Gambar 3.7** Parameter Geometri Konsol Pendek

### 3.7.2 Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Balok anak diletakkan menumpu pada tepi balok induk dengan ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya  $1/180$  kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. Untuk membuat integritas struktur, maka tulangan utama balok anak baik yang tulangan atas maupun bawah dibuat menerus atau dengan kait standar yang pendetailannya sesuai dengan aturan SK SNI 2847:2013.

Dalam perancangan sambungan balok induk dengan balok anak digunakan konsol pada balok induk. Balok anak diletakkan pada konsol pendek pada balok induk, kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada balok induk ini sama dengan perencanaan konsol pada kolom.



**Gambar 3.8** Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

### 3.8 Perencanaan Bangunan Bawah

Perencanaan bangunan bawah ini berupa perencanaan pondasi yang ada pada proyek pembangunan gedung tersebut.

#### 3.8.1 Perencanaan pondasi

Pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang. Perhitungan daya dukung pondasi didasarkan pada *Standart*



*Penetration Test* (SPT) terlampir dengan menggunakan persamaan Luciano Decourt (1982).

$$Q_L = Q_s + Q_p$$

$$\bullet \quad Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

$$\bullet \quad Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$$

Dimana :

$N_p$  = Harga rata-rata SPT disekitar 4B di atas hingga 4B di bawah pondasi

$B$  = Diameter dasar pondasi

$K$  = Koefisien karakteristik tanah

12 t/m<sup>2</sup> = 117,7 kPa (lempung)

20 t/m<sup>2</sup> = 196 kPa (lanau berlempung)

25 t/m<sup>2</sup> = 245 kPa (lanau berpasir)

40 t/m<sup>2</sup> = 392 kPa (pasir)

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang

$q_p$  = Tegangan di ujung tiang

$N_s$  = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam dengan batasan  $3 \leq N_s \leq 50$

$A_s$  = Luas selimut tiang

$q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral t/m<sup>2</sup>

$\alpha$  dan  $\beta$  = Koefisien berdasarkan tipe pondasi dan jenis tanah

### 3.8.2 Daya dukung grup tiang pancang

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dalam grup tiang pancang, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Untuk kasus daya dukung pondasi, kita harus memperhitungkan sebuah faktor koreksi, yang menjadi efisiensi dari grup tiang pancang tersebut.

$$Q_{L(\text{grup})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tiang pancang

$n$  = jumlah tiang dalam grup

$C_e$  = efisiensi grup tiang pancang

### 3.8.3 Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang

a. *Conversi – Labarre*

$$C_e = 1 - \arctan \left( \frac{D}{s} \right) \cdot \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right)$$

Dimana :

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

D = Diameter sebuah tiang pondasi

s = Jarak as ke as tiang dalam grup

b. *Los Angeles*

$$C_e = 1 - \frac{d}{\pi.s.m} \cdot [m.(n-1) + (m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)}]$$

c. *Terzaghi* (Daya dukung grup untuk tanah Lempung)

$$Q_G = \alpha^2 \cdot C_u \cdot N_C + 4 \cdot \alpha \cdot C_u \cdot D$$

$$\alpha = (n-1) s + d$$

Dimana :

D = Kedalaman tiang pondasi

S = Jarak as ke as tiang dalam grup

C<sub>u</sub> = Kohesi *Undrained*

n = Jumlah tiang dalam grup

d = Diameter tiang

### 3.8.4 Kontrol Geser Ponds pada Poer

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$\blacksquare \quad V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(a)

$$\blacksquare \quad V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(b)

$$\blacksquare \quad V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(c)

Dimana :

$\beta$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$b_o$  = keliling pada penampang kritis pada poer  
 $= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$

$\alpha_s \rightarrow 30$ , untuk kolom tepi  
 $\rightarrow 40$ , untuk kolom tengah  
 $\rightarrow 20$ , untuk kolom pojok

$\phi V_c > P_u$ .....OK (Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser)

### 3.9 Penggambaran Hasil Perhitungan

Penggambaran hasil perencanaan dan perhitungan menggunakan software AutoCad

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB IV PEMBAHASAN**

### **4.1 Umum**

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, dinding geser, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

### **4.2 Data Perencanaan**

Sebelum perhitungan preliminary desain perlu diketahui terlebih dahulu data perencanaan dan beban-beban yang diterima struktur gedung tersebut. Pada perencanaan gedung Apartemen Aspen Admiralty Residence dimodifikasi menggunakan beton pracetak biasa dengan data perencanaan sebagai berikut :

- Fungsi bangunan : Hunian Apartemen
- Lokasi : Jalan Rs Fatmawati No.1 Jakarta Selatan
- Jumlah Lantai : 15 Lantai.
- Ketinggian Lantai : Lantai 1 – 15 = 3,325 m
- Lantai Basement : 3,5 m
- Tinggi Bangunan : 50 m.
- Total luas area : 957,5 m<sup>2</sup>
- Mutu beton ( $f'c$ ) : 30 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Letak bangunan : Jauh dengan pantai.

#### 4.2.1 Pembebanan

##### 1. Beban Statis

###### ❖ Beban Mati (PPIUG 1983)

- Berat sendiri beton bertulang :  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Tegel :  $24 \text{ kg/m}^2$
- Dinding  $\frac{1}{2}$  bata :  $250 \text{ kg/m}^3$
- Plafond :  $11 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung :  $7 \text{ kg/m}^2$
- Plumbing + duckting :  $30 \text{ kg/m}^2$
- Spesi :  $21 \text{ kg/m}^2$
- Aspal :  $14 \text{ kg/m}^2$

###### ❖ Beban Hidup

- Beban pekerja :  $100 \text{ kg/m}^2$
- Lantai :  $250 \text{ kg/m}^2$
- Pelat tangga dan bordes :  $300 \text{ kg/m}^2$

##### 2. Beban Angin

- Jauh dengan pantai :  $25 \text{ kg/m}^2$

##### 3. Beban Gempa

- Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan menurut SNI 03-1726-2012.

#### 4.3 Perencanaan Dimensi Balok

Modifikasi dalam tugas akhir ini menggunakan balok yang penampangnya berbentuk persegi (rectangular beam). Perencanaan balok dilakukan dalam dua tahap, tahap pertama balok pracetak dibuat dengan sistem pabrikasi yang kemudian pada tahap kedua dilakukan penyambungan dengan menggunakan sambungan basah. Pada tahap kedua balok dipasang dengan pengangkatan ke lokasi proyek lalu dilakukan over-topping (cor in site) setelah sebelumnya dipasang terlebih dahulu pelat pracetak. Dengan sistem tersebut maka akan membentuk struktur yang monolit.

Dimensi balok yang diisyaratkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 yang tertera pada Tabel 9.5.a adalah sebagai berikut:

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L_b$$

Untuk lebar balok diambil 2/3 dari tinggi balok :

$$b = \frac{2}{3} h$$

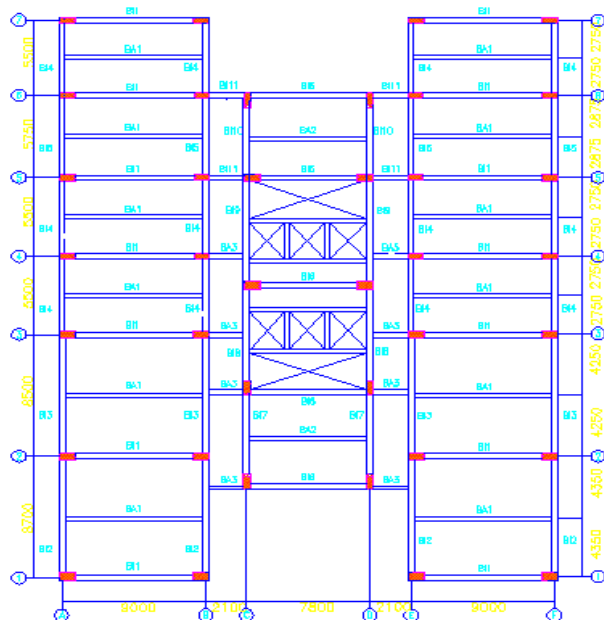
dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

$L_b$  = lebar kotor dari balok

$F_y$  = mutu baja tulangan



**Gambar 4.1** Denah pembalokan

### 4.3.1 Dimensi Balok Induk

Dimensi balok induk direncanakan sebagai balok dengan dua tumpuan sederhana dengan mutu beton 30 Mpa dan mutu baja 400 Mpa sehingga digunakan :

❖ **Balok induk memanjang : L = 9,05 meter**

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L_b = \frac{1}{16} \times 9000 \text{ cm} = 562,5 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 562,5 \text{ cm digunakan } h_{\min} = 600 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 600 \text{ cm} = 400 \text{ cm}$$

$$b = 400 \text{ cm digunakan } b = 400 \text{ cm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 600/400.

❖ **Balok induk melintang : L = 8,7 meter**

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L_b = \frac{1}{16} \times 8700 \text{ cm} = 543,75 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 543,75 \text{ cm digunakan } h_{\min} = 600 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 600 \text{ cm} = 400 \text{ cm}$$

$$b = 400 \text{ cm digunakan } b = 400 \text{ cm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk melintang dengan dimensi 600/400.

**Tabel 4.1** Rekapitulasi Dimensi Balok Induk



Kode Balok	Bentang Bersih (lb)	hmin	b	hpakai	bpakai	Dimensi
	cm	cm	cm	cm	cm	cm
B1	900	56,563	37,727	60	40	40/60
B2	785	49,065	32,726	50	40	40/50
B3	870	54,375	36,268	60	40	40/60
B4	852,5	53,281	35,52	60	40	40/60
B5	609,4	38,087	25,404	40	30	30/40

#### 4.3.2 Dimensi Balok Anak

Dimensi balok anak direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus dengan mutu beton 30 Mpa dan mutu baja 400 Mpa sehingga digunakan :

$$h_{\min} = \frac{1}{21} L \quad (\text{SNI 03-2847-2013 Tabel 9.5.a})$$

dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

maka dimensi balok anak adalah :

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \times 905 \text{ cm} = 43,095 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 43,095 \text{ cm digunakan } h_{\min} = 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 43,095 = 28,73 \text{ cm}$$

$$b = 28,73 \text{ cm digunakan } b = 30 \text{ cm}$$

maka digunakan balok anak dengan dimensi 30/45

#### 4.4 Perencanaan Tebal Pelat

##### 4.4.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Peraturan penentuan tebal pelat minimum satu arah dan dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 03-2847-2013. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5 tabel 9.5 (a).

#### 4.4.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap

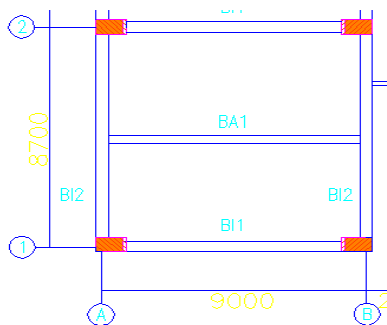
Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 3 tipe pelat yang memiliki ukuran yaitu :

- Pelat tipe S1 : 8,7 x 9,05
- Pelat tipe S2 : 8,525 x 9,05
- Pelat tipe S3 : 5,5 x 9,05
- Pelat tipe S4 : 5,75 x 9,05
- Pelat tipe S5 : 5,475 x 9,05

Tipe pelat tersebut direncanakan dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Mutu beton : 30 MPa
- Mutu baja : 400 MPa

Untuk perencanaan tebal pelat, diambil pelat dengan dimensi terluas dengan tebal sebesar 14 cm



**Gambar 4.2** Tipe pelat

Dalam tugas akhir ini tipe pelat S1 dengan dimensi yaitu 8,7 x 9,05 cm digunakan sebagai contoh perhitungan dimensi tebal pelat sehingga nilai  $L_n$  dan  $S_n$  yaitu :

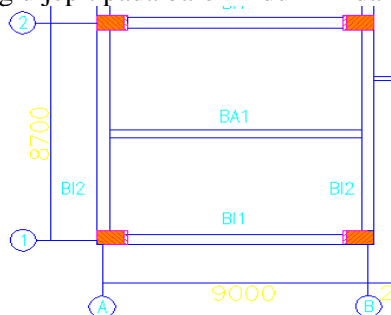
$$L_n = 905 - \left( \frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 865 \text{ cm}$$

$$S_n = 870 - \left( \frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 835 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{865}{835} = 1,035 < 2 \quad (\text{pelat dua arah})$$

Perhitungan lebar sayap efektif :

Untuk pelat yang dijepit pada balok induk B1 dan balok induk B2



**Gambar 4.3** Balok T beam

Balok 40/60

$$b_e = \frac{1}{4}L_y = \frac{1}{4}(865) = 216,25 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 16 b_f = 40 + 16.14 = 264 \text{ cm}$$

Maka dipakai  $b_e = 216,25 \sim 216 \text{ cm}$

$$k = \frac{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left( \frac{h_f}{h_w} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left( \frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left( \frac{h_f}{h_w} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left( \frac{h_f}{h_w} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{216}{40} - 1\right) \left(\frac{14}{74}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{14}{74}\right) + 4 \left(\frac{14}{74}\right)^2 + \left(\frac{216}{40} - 1\right) \left(\frac{14}{74}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{216}{40} - 1\right) \left(\frac{14}{74}\right)}$$

$$k = 1,86$$

$$I_{\text{balok}} = k \cdot b w \frac{h w^3}{12} = 1,86 \times 40 \times \frac{74^3}{12} = 2512388,8 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = L y \frac{h f^3}{12} = 865 \times \frac{14^3}{12} = 197796,67 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{2512388,8}{197796,67} = 12,7 \geq 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5

$$h_{\text{min}} = \frac{\ln \left( 0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha m - 0,2)}$$

$$h_{\text{min}} = \frac{865 \left( 0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 5 \cdot 1,035 (12,7 - 0,2)} \\ = 9,32 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$

Tebal pelat yang direncanakan 14 cm telah memenuhi syarat.

Perincian elemen pelat yang merupakan pelat pracetak adalah :

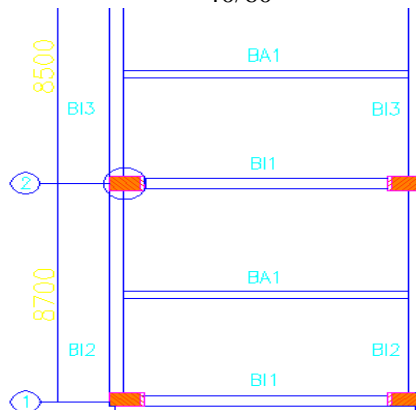
- Untuk lantai 1 – 23  
Tebal pelat pracetak = 8 cm  
Tebal overtopping = 6 cm
- Untuk atap  
Tebal pelat pracetak = 8 cm  
Tebal overtopping = 6 cm

#### 4.5 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul pelat lantai dengan bentang terbesar yaitu kolom yang memikul bentang 905 x 870 cm.

Menurut SNI 03-2847-2013 kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data – data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat = 14 cm = 140 mm
- Tinggi lantai 1 – 15 = 3,325 m
- Dimensi balok induk
  - B1 = 40/60
  - B2 = 40/60
  - B3 = 40/60



**Gambar 4.4** Kolom yang ditinjau sebagai desain awal

Berdasarkan gambar 4.4 kolom yang ditinjau memikul beban pada luasan berukuran 900 x 870 cm. Beban – beban yang terjadi yang diberikan ditiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 4 tingkatnya.

Ukuran kolom dapat diperhitungkan sebagai berikut

Beban mati	Berat sendiri	I	b	t	xlantai	berat
Pelat lantai atap	2400	9	8,7	0,14	1	26308,8
Penggantung	7	9	8,7	2	1	548,1
Plafon	11	9	8,7	2	1	861,3
Tegel	24	9	8,7	0,02	1	37,584
Spesi	21	9	8,7	0,02	1	32,886
Aspal	1400	9	8,7	0,02	1	1096,2
Plumbing	10	9	8,7	1	1	783
Balok induk memanjang 40/60	2400	9	0,4	0,6	1	5184
Balok induk melintang	2400	9	0,4	0,6	1	5184
					WD	40035
Beban hidup						
Lantai atap	100	9	8,7			7830
Air hujan	20	9	8,7			1566
					WL	9396

» **Tabel 4.2** Pelat atap

Beban mati	Berat sendiri	I	b	t	xlantai	berat
Pelat lantai atap	2400	9	8,7	0,14	5	131544
Penggantung	7	9	8,7	2	5	2740,5
Plafon	11	9	8,7	2	5	4306,5
Tegel	24	9	8,7	0,02	5	187,92
Spesi	21	9	8,7	0,02	5	164,43
Aspal	1400	9	8,7	0,02	5	0
Plumbing	10	9	8,7	1	5	3915
Balok induk memanjang 40/60	2400	9	0,4	0,6	5	25920
Balok induk melintang	2400	9	0,4	0,6	5	0
Balok anak	2400	9	0,3	0,4		0
Dinding	250	9	8,7	1	5	97875
					WD	266653
Beban hidup						
Lantai	250	9	8,7	1	5	97875
					WDtotal	306689,2
					WLtotal	107271

» **Tabel 4.3** Pelat lantai 15-11

Jadi total beban hidup  $LL = 0,75 \times WL$

$$= 0,75 \times 107271 = 80453,25\text{kg}$$

$$\text{Jadi berat total : } W = 1,2\text{DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2(306689,2) + 1,6(80453,25\text{kg})$$

$$= 496752,264 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu beton} = 30 \text{ Mpa} = 294 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensi :

$$A = 3 \frac{P}{f_c'}$$

$$= 3 \times \frac{49652,264}{294} = 5068,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi : } b^2 = 5068,89 \text{ cm}^2$$

$$b = 71,198\text{cm} \sim 80 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom digunakan 80/80 cm

Beban mati	Berat sendiri	l	b	t	xlantai	berat
------------	---------------	---	---	---	---------	-------



Pelat	2400	9	8,7	0,14	5	131544
Penggantung	7	9	8,7	1	5	2740,5
Plafon	11	9	8,7	1	5	4306,5
Tegel	24	9	8,7	0,02	5	187,92
Spesi	21	9	8,7	0,02	5	164,43
Aspal	1400				5	0
Plumbing	10	9	8,7	1	5	3915
Balok induk memanjang 40/60	2400	9	0,4	0,6	5	25920
Balok induk melintang 40/50	2400	9	0,4	0,5		0
Balok anak	2400	9	0,3	0,4		0
Dinding	250	9	8,7	1	5	97875
					WD	266653,4
Beban hidup						
Lantai	250	9	8,7	1	5	97875
					WL	97875
					WDtotal	573342,6
					WLtotal	205146

» **Tabel 4.4** Pelat lantai 10-6

Jadi total beban hidup  $LL = 0,75 \times WL$

$$= 0,75 \times 205146 = 153859,5 \text{ kg}$$

Jadi berat total :  $W = 1,2DL + 1,6 LL$

$$= 1,2(573342,6) + 1,6(153859,5)$$

$$= 9341856,284 \text{ kg}$$

Mutu beton = 30 Mpa = 294 kg/cm<sup>2</sup>

Dimensi :

$$A = 3 \frac{P}{f_c'}$$

$$= 3 \times \frac{9341856,284}{294} = 9532,512 \text{ cm}^2$$

Dimensi :  $b^2 = 9532,512 \text{ cm}^2$

$$b = 97,6 \text{ cm} \sim 100 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom digunakan 100 cm.

Beban mati	Berat sendiri	l	b	t	xlantai	berat
------------	---------------	---	---	---	---------	-------

Pelat	2400	9	8,7	0,14	5	131544
Penggantung	7	9	8,7	1	5	2740,5
Plafon	11	9	8,7	1	5	4306,5
Tegel	24	9	8,7	0,02	5	187,92
Spesi	21	9	8,7	0,02	5	164,43
Aspal	1400				5	0
Plumbing	10	9	8,7	1	5	3915
Balok induk memanjang 40/60	2400	9	0,4	0,6	5	25920
Balok induk melintang 40/50	2400	9	0,4	0,5		0
Balok anak	2400	9	0,3	0,4		0
Dinding	250	9	8,7	1	5	97875
					WD	266653,4
Beban hidup						
Lantai	250	9	8,7	1	5	97875
					WL	97875
					WDtotal	839995,9
					WLtotal	303021

» **Tabel 4.5** Pelat lantai 5-1

Jadi total beban hidup  $LL = 0,75 \times WL$

$$= 0,75 \times 303021 = 227265,304 \text{ kg}$$

Jadi berat total :  $W = 1,2DL + 1,6 LL$

$$= 1,2(839995,9) + 1,6(227265,304)$$

$$= 1371620,304 \text{ kg}$$

Mutu beton = 30 Mpa = 294 kg/cm<sup>2</sup>

Dimensi :

$$A = 3 \frac{P}{f_{c'}}$$

$$= 3 \times \frac{1371620,304}{294} = 13996,11 \text{ cm}^2$$

Dimensi :  $b^2 = 13996,11 \text{ cm}^2$

$$b = 118,305 \text{ cm} \sim 120 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom digunakan 120/120 cm.

» Pelat lantai dasar

Beban mati	Berat sendiri	l	b	t	xlantai	berat
------------	---------------	---	---	---	---------	-------

Pelat	2400	9	8,7	0,14	5	131544
Penggantung	7	9	8,7	1	5	2740,5
Plafon	11	9	8,7	1	5	4306,5
Tegel	24	9	8,7	0,02	5	187,92
Spesi	21	9	8,7	0,02	5	164,43
Aspal	1400				5	0
Plumbing	10	9	8,7	1	5	3915
Balok induk memanjang 40/60	2400	9	0,4	0,6	5	25920
Balok induk melintang 40/50	2400	9	0,4	0,5		0
Balok anak	2400	9	0,3	0,4		0
Dinding	250	9	8,7	1	5	97875
					WD	266653,4
Beban hidup						
Lantai	250	9	8,7	1	5	97875
					WL	97875
					WDtotal	1106649
					WLtotal	400896

» **Tabel 4.6** Pelat lantai dasar

Jadi total beban hidup  $LL = 0,75 \times WL$

$$= 0,75 \times 400896 = 300672 \text{ kg}$$

Jadi berat total :  $W = 1,2DL + 1,6 LL$

$$= 1,2(1106649) + 1,6(300672)$$

$$= 1809054,36 \text{ kg}$$

Mutu beton = 30 Mpa = 294 kg/cm<sup>2</sup>

Dimensi :

$$A = 3 \frac{P}{f_{c'}}$$

$$= 3 \times \frac{1809054,36}{294} = 18459,738 \text{ cm}^2$$

Dimensi :  $b^2 = 18459,738 \text{ cm}^2$

$$b = 135,86 \text{ cm} \sim 140 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom digunakan 140/140 cm.

## **BAB V**

### **PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER**

#### **5.1 Permodelan dan Analisa Struktur Pelat**

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 14 cm dengan perencanaan tebal pelat pracetak 8 cm dan pelat cor setempat (overtopping) 6 cm. Peraturan yang digunakan untuk enentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (Ssni 1727:2013). Desain Pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

##### **1. Sebelum Komposit**

Keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan khusus.

##### **2. Sesudah Komposit**

Keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Erletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Pada dasarnya, permodelan pelat terutama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit adalah untuk perhitungan tulangan pelat. Pada saat sebelum komposit yaitu kondisi ketika pemasangan awal pelat, pelat diasumsikan tertumpu pada dua tumpuan. Sedangkan pada saat setelah komposit, perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis.

Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua keadaan diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak.

### 5.1.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain yaitu :

- Tebal pelat = 14 cm
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 Mpa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa
- Diameter tulangan rencana = 10 mm

### 5.1.2 Pembebanan Pelat Lantai

#### Sebelum komposit

Dalam pembebanan sebelum komposit akan diperhitungkan dua keadaan yaitu :

1. Berat orang yang bekerja dan peralatannya saat pemasangan pelat pracetak ataupun saat pengecoran topping dianggap sebagai beban kerja dan berat topping
2. Topping telah terpasang tapi belum berkomposit dengan pelat pracetak, sehingga yang terjadi hanya beban topping saja.

Pada kedua keadaan ini diambil nilai yang paling kritis.

Untuk mengantisipasi adanya penumpukan saat pengecoran topping maka tebal topping dalam perhitungan beban perlu diadakan penambahan ketebalan topping setebal 0,02 m sehingga dalam perhitungan ketebalan topping menjadi 0,08 m (dalam perhitungan beban saja)

- Beban mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat topping} = 0,06 \times 2400 = \underline{144 \text{ kg/m}^2} +$$

$$\text{DL} = 336 \text{ kg/m}^2$$



- Beban hidup (LL)  
 $K_{LL} = 1$  (SNI 1727 2013, Tabel 4.2)  
 Luas Tributary ( $A_T$ ) =  $4,35 \times 1,8 = 7,83 \text{ m}^2$   
 $K_{LL} \times A_T = 1 \times 7,83 = 7,83 \text{ m}^2$   
 Maka beban hidup tidak perlu direduksi  
 Beban kerja  $LL = 192 \text{ kg/m}^2$

### Setelah Komposit

- Beban mati (DL)  
 Berat sendiri  $= 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$   
 Plafon+penggantung  $= 11 + 7 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2$   
 Ubin ( $t = 2 \text{ cm}$ )  $= 0,02 \times 2400 = 48 \text{ kg/m}^2$   
 Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ )  $= 0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$   
 Ducting AC + pipa  $= 10 + 5 \text{ kg/m}^2 = \underline{15 \text{ kg/m}^2} +$   
 DL  $= 459 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup (LL)  
 Beban hidup pada lantai LL  $= 192 \text{ kg/m}^2$

## 5.1.3 Pembebanan Pelat Atap

Sebelum komposit

- Beban mati (DL)  
 Berat sendiri  $= 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$   
 Berat topping  $= 0,06 \times 2400 = \underline{144 \text{ kg/m}^2} +$   
 DL  $= 336 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup (LL)  
 Beban kerja  $= 100 \text{ kg/m}^2$   
 Beban air hujan  $= \underline{20 \text{ kg/m}^2} +$   
 LL  $= 120 \text{ kg/m}^2$

Setelah komposit

- Beban mati (DL)  
 Berat sendiri  $= 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$   
 Plafon+penggantung  $= 11 + 7 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2$   
 Aspal ( $t = 1 \text{ cm}$ )  $= 0,01 \times 1400 = 14 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{array}{lll}
 \text{Spesi (t = 2 cm)} & = 0,02 \times 2100 & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ducting AC + pipa} & = 10 + 5 \text{ kg/m}^2 & = \underline{15 \text{ kg/m}^2} + \\
 \text{DL} & & = 425 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

- Beban hidup (LL)
  - Beban hidup pada atap  $= 100 \text{ kg/m}^2$
  - Beban air hujan  $= \underline{20 \text{ kg/m}^2} +$
  - LL  $= 120 \text{ kg/m}^2$

Sesuai SNI 03-1727-2013, beban hidup dapat direduksi  
20% untuk komponen yang menumpu 2 lantai atau lebih.

$$\text{Beban hidup} = 0,8 \times 120 \text{ kg/m}^2 = 96 \text{ kg/m}^2$$

#### 5.1.4 Kombinasi pembebanan pelat

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1 didapatkan :

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

Berikut adalah perhitungan kombinasi pembebanan pelat lantai :

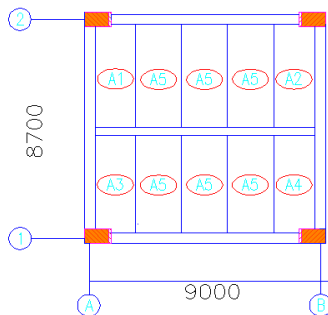
- Keadaan 1 sebelum komposit, ada beban kerja
 
$$Q_u = 1,2(192) + 1,6(250) = 630,4 \text{ kg/m}^2$$
- Keadaan 2 sebelum komposit, topping telah terpasang
 
$$Q_u = 1,2(336) + 1,6(0) = 403,2 \text{ kg/m}^2$$
- Keadaan 3, setelah komposit
 
$$Q_u = 1,2(449) + 1,6(250) = 950,8 \text{ kg/m}^2$$

Serta perhitungan kombinasi pembebanan pelat atap :

- Keadaan 1, ada beban kerja :
 
$$Q_u = 1,2(192) + 1,6(96) = 384 \text{ kg/m}^2$$
- Keadaan 2, topping telah terpasang
 
$$Q_u = 1,2(336) + 1,6(0) = 403,2 \text{ kg/m}^2$$
- Keadaan 3, setelah komposit
 
$$Q_u = 1,2(425) + 1,6(96) = 663,6 \text{ kg/m}^2$$

### 5.1.5 Perhitungan tulangan pelat

Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua adalah penulangan setelah komposit. Lalu dipilih tulangan yang layak untuk digunakan yaitu dengan cara memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan tersebut. Semua tipe pelat menggunakan tulangan yang sama untuk memudahkan pelaksanaan. Perhitungan pelat tipe A5 dengan dimensi 435 x 180 cm dianggap akan mewakili perhitungan untuk tipe pelat lainnya.



**Gambar 5.1** Pelat tipe A5 (435 x 180 cm)

Data perencanaan untuk penulangan pelat :

- Menentukan data perencanaan penulangan pelat
 

Dimensi pelat	= 435 x 180 cm
Tebal pelat pracetak	= 80 mm
Tebal overtopping	= 60 mm
Tebal decking	= 20 mm
Diameter tulangan rencana	= 10 mm
Mutu tulangan baja ( $f_y$ )	= 400 Mpa
Mutu beton ( $f'_c$ )	= 30 Mpa

- Kondisi sebelum komposit

$$dx = 80 - 20 - \frac{10}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$dy = 80 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 45 \text{ mm}$$

- Kondisi sesudah komposit

$$dx = 140 - 20 - \frac{10}{2} = 115 \text{ mm}$$

$$dy = 140 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 105 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$L_y = 435 - \left( \frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 385 \text{ cm}$$

$$S_x = 180 - \left( \frac{50}{2} + \frac{40}{2} \right) = 135 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{385}{135} = 2,85 \geq 2$$

Pada penulangan pelat satu arah hanya terdapat satu tulangan utama yaitu searah melintang pelat. Sedangkan tulangan yang terdapat pada arah memanjang pelat merupakan tulangan pembagi yang berfungsi untuk menahan susut dan suhu. Penulangan utama pelat pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan tulangan tarik berada diatas sedangkan pada daerah lapangan tulangan tariknya berada dibawah. Tulangan lapangan dan tulangan tumpuan baik tulangan utama maupun tulangan pembagi direncanakan menggunakan  $\phi 10$  ( $A_s = 78,5 \text{ mm}^2$ )

#### 5.1.5.1 Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit

$$\begin{aligned} M_u &= 1/8 \times q_{ux} \times L^2 \\ &= 1/8 \times 630,4 \times 8,25^2 \\ &= 5363,3 \text{ kgm} = 53633000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b x d x^2} = \frac{53633000}{0,8 \times 1000 \times 55^2} = 22,16$$

$\rho_{\min} = 0,002$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 (a)

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 22,16}{400}} \right) = 0,0053$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0053 > \rho_{\min} = 0,0034$  maka dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0053$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0053 \times 1000 \times 55 = 291,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\alpha = \frac{A_{s\text{perlu}} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{291,5 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 1000)} = 4,57 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{4,57}{0,84} = 5,44$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_o = 0,003$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik Netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (55 - 5,44)}{5,44} = 0,027 > \epsilon_o \dots \text{OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_{s\phi 10}}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{1000 \times 78,5}{291,5} = 269,29 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 2 \times \text{tebal pelat} = 2 \times 80 \text{ mm} = 160 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D10-150 mm

- Tulangan bagi

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut)

$$\text{Untuk } f_y = 400 \rightarrow A_s = \frac{0,18 \times b \times h}{100}$$

Tulangan pembagi di lapangan

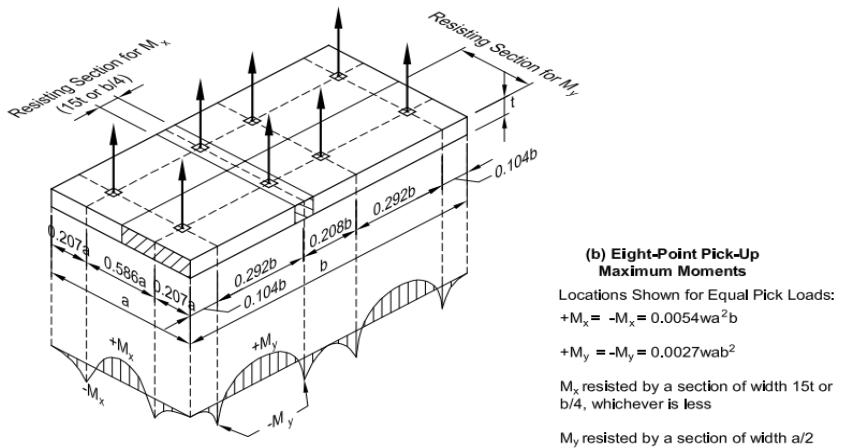
$$A_s = \frac{0,18 \times 1000 \times 80}{100} = 144 \text{ mm}^2$$

Diperlukan tulangan D8-200 mm

### 5.1.5.2 Perhitungan Penulangan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan

Dalam pemasangan pelat pracetak, perlu diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan elemen (erection). Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai dengan buku “Precast and Prestressed Concrete” seperti yang ditunjukkan pada gambar 5.2 dibawah ini. Contoh perhitungan akan diambil pelat dengan dimensi 4,35 m x 1,8 m dengan delapan titik pengangkatan (eight point pick up)

#### • Perhitungan Tulangan Angkat Pelat



**Gambar 5.2** Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku (PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992)

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah, yaitu arah i dan arah j
- Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 50 cm

- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ( $k = 1,2$ ) pada saat pengangkatan
- $DL = 0,08 \times 4,35 \times 1,8 \times 2400 = 1503,36 \text{ kg}$   
 Beban ultimate  $= 1,2 \times 1,4 \times 1503,36 \text{ kg} = 2525,64 \text{ kg}$   
 Gaya angkat tiap tulangan  $= 2525,64/8 = 315,7 \text{ kg}$   
 Sesuai PPBBI pasal 2.2.2 tegangan tarik ijin baja :  
 $\Sigma \text{tarikijin} = f_y/1,5 = 2666,67 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{315,7}{2666,67 \times \pi}} = 0,194 \text{ cm}$$

Digunakan tulangan  $\varnothing 8 \text{ mm}$ .

#### ● Pengangkatan Pelat Tipe A

Tegangan ijin untuk pengangkatan dengan asumsi usia beton pada saat pengangkatan adalah 3 hari (koefisien didapat dari Tabel 4.1.4 Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971) :

$$f'_{ci} = 0,4 \times f'_c = 0,4 \times 30 = 12 \text{ MPa}$$

$$f'_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c} = 0,62 \times \sqrt{12} = 2,148 \text{ MPa}$$

Tegangan ijin untuk pengangkatan pada saat erection dengan asumsi usia beton adalah mencapai 28 hari :

$$f'_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c} = 0,62 \times \sqrt{30} = 3,396 \text{ MPa}$$

Dengan menggunakan 8 titik angkat, maka :

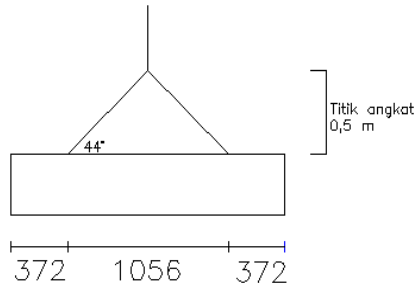
$$W = 1,2 \times 0,08 \times 2400 = 230,4 \text{ kg/m}^2 \text{ (koefisien didapat dari PCI Tabel 5.2.1)}$$

#### - Transversal Bending

$$\begin{aligned} Z &= 1/6 \times a/2 \times t^2 \\ &= 1/6 \times 1,8/2 \times 0,08^2 \\ &= 0,00094 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 0,0054 \times w \times a^2 \times b \\ &= 0,0054 \times 230,4 \times 1,8^2 \times 4,35 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 17,535 \text{ kgm} \\
 f' &= M_x/Z \\
 &= 17,535/0,00094 \\
 &= 18654,25 \text{ kg} = 0,182 \text{ MPa}, f' < f'_r \dots \text{OK} \\
 I_g &= \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 1800 \cdot 80^3 = 76800000 \text{ mm}^4 \\
 M_{cr} &= \frac{f'_r I_g}{Y_t} = \frac{2,148 \times 76800000}{40} = 4124160 \text{ Nmm} \\
 &= 412,41 \text{ kgm} \\
 M_x &< M_{cr} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.3** Posisi Titik Angkat Pelat Arah J

- Longitudinal Bending

$$\begin{aligned}
 - \quad Z &= 1/6 \times b/2 \times t^2 \\
 &= 1/6 \times 4,35/2 \times 0,08^2 \\
 &= 0,00232 \text{ m}^3 \\
 - \quad M_y &= 0,0027 \times w \times a \times b^2 \\
 &= 0,0027 \times 230,4 \times 1,8 \times 4,35^2 \\
 &= 21,188 \text{ kgm} \\
 - \quad f' &= M_y/Z \\
 &= 21,188/0,00232 \\
 &= 9132,91 \text{ kg} = 0,0891 \text{ MPa}, f' < f'_r \dots \text{OK} \\
 - \quad I_g &= \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 4350 \cdot 80^3 = 185600000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 - \quad M_{cr} &= \frac{f' r \times I_g}{Y_t} = \frac{2,148 \times 185600000}{40} = 9966720 \text{ Nmm} \\
 &= 996,67 \text{ kgm} \\
 M_y &< M_{cr} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

### 5.1.5.3 Penulangan Pelat Sesudah Komposit

$$Q_u = 950,8 \text{ kg/m}^2$$

$$d_x = 115 \text{ mm}$$

$$d_y = 105 \text{ mm}$$

Tebal pelat = 140 mm (sesudah komposit)

Tebal decking = 20 mm

Ø tulangan = 10 mm

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1/8 \times q_{ux} \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 950,8 \times 4,35^2 \\
 &= 2248,94 \text{ kgm} = 22489400 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{22489400}{0,9 \times 1000 \times 115^2} = 1,88$$

$\rho_{min} = 0,002$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 (a)

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,88}{400}} \right) = 0,0048$$

$\rho_{perlu} = 0,0048 > \rho_{min} = 0,002$  maka dipakai  $\rho_{perlu} = 0,0048$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0,0048 \times 1000 \times 115 = 552 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen
 
$$\alpha = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'_{cx} \times b)} = \frac{552 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 1000)} = 8,65 \text{ mm}$$
- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{8,65}{0,84} = 10,29$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_o = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik Netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o x (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 x (115 - 10,29)}{10,29} = 0,031 > \epsilon_o \dots$$

OK

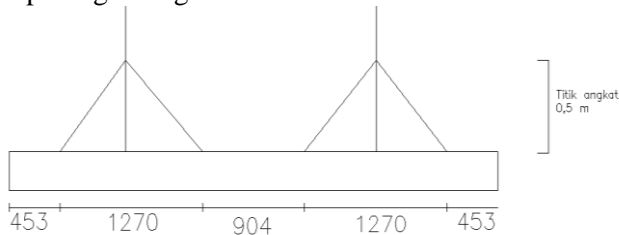
- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 x A_s \phi 10}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 x 78,5}{552} = 142,2 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 2 \times \text{tebal pelat} = 2 \times 140 \text{ mm} = 280 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D10-200 mm



**Gambar 5.4** Posisi Titik Angkat Pelat Arah i

### 5.1.6 Penulangan Stud Pelat Lantai

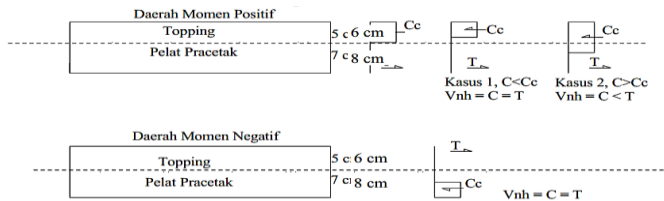
Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempatkan maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor ditempatkan. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempatkan maka dipakai tulangan stud.

Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen sehingga mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI disebutkan bahwa gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen-elemen pendukung.

Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat
- 



**Gambar 5.3** Diagram gaya geser horisontal penampang komposit

Perhitungan stud pelat 435 x 180 cm

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f_c' A_{\text{topping}} \\
 &= 0,85 \times 30 \times 60 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\
 &= 1530000 \text{ N} = 1530 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Dipakai stud  $\phi 10 \text{ mm}$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_{nh} &= C = T \\
 &= A_s \times f_y
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 78,5 \times 400 \\
 &= 31400 \text{ N} = 31,4 \text{ KN} \\
 0,55A_c &= 0,55 \times b_v \times d \\
 &= 0,55 \times 1000 \times 115 \\
 &= 63250 \text{ N} = 63,25 \text{ KN} < V_{nh} \dots (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 17.5.3.1, bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 17.6 dan bidang kontakannya bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak dikasarkan, maka kuat geser  $V_{nh}$  tidak boleh diambil lebih dari  $0,55b_v.d$  dalam newton. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, maka luas sengkang pengikat tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3 dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung ataupun 600 mm.

$$\begin{aligned}
 S_{maks} &= 4 \times 60 \text{ mm} \\
 &= 240 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3 :

$$A_{v_{min}} = \frac{0,35 \times b_w \times s}{f_y} = \frac{0,35 \times 1000 \times 200}{400} = 175 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang stud (shear connector)  $\phi 10$ -200 mm ( $A_v = 78,54 \text{ mm}$ )

### 5.1.7 Kontrol Lendutan

Tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tebal minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3, maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

### 5.1.8 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 2847:2013 :

- $l_{dh} > 8 \text{ db} = 8 \times 10 = 80 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)
- $l_{dh} > 150 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)
- $l_{dh} = \frac{0,24 \times \Psi \times f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \times \text{db} = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} \times 10 = 175,28 \text{ mm}$
- Untuk  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  (SNI 2847:2013 pasal 12.5.2)

Maka dipakai panjang penyaluran 200 mm

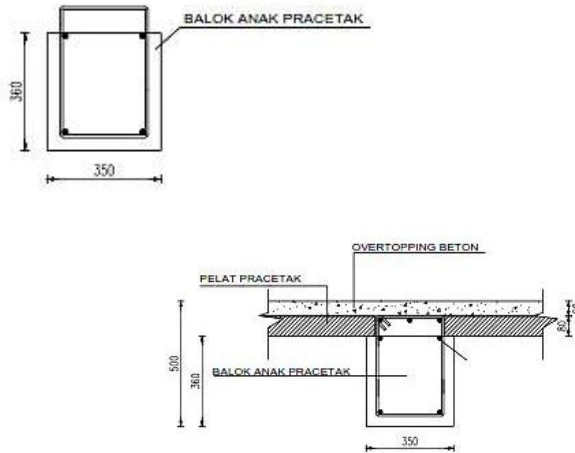
### 5.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak

Pada perencanaan balok anak, beban yang diterima oleh balok anak berupa bebabn persegi biasa. Itu dikarenakan pelat pracetak hanya mampu menumpu dua titik tumpu, titik tumpu pertama ada dibalok induk serta titik tumpu yang kedua ada di balok anak.

#### 5.2.1 Data Perencanaan Balok Anak Pracetak

- Dimensi balok anak : 30/45
- Mutu beton : 30 Mpa
- Mutu baja : 400 Mpa
- Tulangan lentur : D22
- Tulangan sengkang : Ø10

Dalam perhitungan bab ini, akan dilakukan perhitungan sebelum komposit dan perhitungan sesudah komposit. Berdasarkan kondisi tersebut maka terdapat dua dimensi balok anak yaitu dimensi sebelum komposit dan dimensi sesudah komposit.



**Gambar 5.4** (a) Dimensi Balok Anak Sebelum Komposit, (b) Dimensi Balok Anak Saat Pengecoran dan Balok Anak Sesudah Komposit

### 5.2.2 Pembebanan Balok Anak Pracetak

Beban yang bekerja pada balok anak merupakan berat sendiri dari balok anak tersebut dan semua berat merata yang terjadi pada pelat termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata yang berada di atas pelat. Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban trapesium pada lajur yang panjang.

Beban-beban trapesium tersebut kemudian diubah menjadi beban merata ekuivalen untuk mendapatkan momen maksimumnya. Untuk mempermudah pemahaman pembebanan pada balok anak berikut disajikan gambar distribusi beban yang bekerja pada balok anak.

### 5.2.3 Perhitungan Pembebanan Balok Anak

#### • Sebelum Komposit

$$L_x = 300 - (35/2 + 40/2) = 244,8 \text{ cm}$$

$$L_y = 900 - (40/2 + 40/2) = 860 \text{ cm}$$

#### ▪ Beban mati ( $Q_{DL}$ )

$$\text{Berat sendiri balok anak} = 0,3 \text{ m} \times 0,31 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 223,2 \text{ kg/m}$$

$$Q \text{ mati pelat sebelum komposit} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{sebelum komposit}} &= qD_{\text{balok}} + \left\{ 2 \times \left( \frac{1}{2} \times qD \times l_x \right) \times \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right) \right\} \\ &= 223,2 + \left\{ 2 \times \left( \frac{1}{2} \times 192 \times 2,448 \right) \times \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{2,448}{8,6} \right)^2 \right) \right\} \\ &= 680,055 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

#### ▪ Kombinasi beban

$$Q_u \text{ sebelum komposit}$$

$$Q_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$Q_u = 1,2(680,055) + 1,6(0)$$

$$= 816,066 \text{ kg/m}$$

#### • Sesudah Komposit

#### ▪ Beban mati ( $Q_{DL}$ )

$$\text{Berat sendiri balok anak} = 0,3 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}$$

$$Q \text{ mati pelat sebelum komposit} = 459 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\text{sebelum komposit}} = qD_{\text{balok}} + \left\{ 2 \times \left( \frac{1}{2} \times qD \times l_x \right) \times \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right) \right\}$$

$$= 360 + \left\{ 2x \left( \frac{1}{2} x 459 x 2,448 \right) x \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{2,448}{8,6} \right)^2 \right) \right\}$$

$$= 1453,28 \text{ kg/m}$$

▪ Beban hidup ( $Q_{LL}$ )

$$Q_L = 2 x \left( \frac{1}{2} x q_L x l_x \right) x \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

$$= 2 x \left( \frac{1}{2} x 192 x 2,448 \right) x \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{2,448}{8,6} \right)^2 \right)$$

$$= 455,92 \text{ kg/m}$$

▪ Kombinasi beban

$Q_u$  sesudah komposit

$$Q_u = 1,2DL + 1,6LL$$

$$Q_u = 1,2(1453,28) + 1,6(455,92)$$

$$= 2473,408 \text{ kg/m}$$

### 5.2.4 Perhitungan Momen dan Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen-momen dan gaya melintang dari SNI 2847:2013 pasal 8.3.3

● Momen sebelum komposit

Asumsi balok berada diatas 2 tumpuan sederhana (sendi-rol)

$$M_{max} = 1/8 x (816,066 x 9^2) = 8262,668 \text{ kgm}$$

$$V = 1/2 x (816,066 x 9) = 3672,297 \text{ kg}$$

● Momen sesudah komposit

$$M_{max} = 1/8 x (2473,408 x 9^2) = 25043,256 \text{ kgm}$$



$$V = \frac{1}{2} \times (2473,408 \times 9) = 11130,336 \text{ kg}$$

### 5.2.5 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak

$$\text{Dimensi balok anak} = 30/45$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton (f'c')} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

#### ● Perhitungan tulangan sebelum komposit

$$h \text{ efektif} = 310 - 50 - 10 - \frac{1}{2}(22) = 239 \text{ mm}$$

Penulangan Lentur

$$M_u = 8262,668 \text{ kgm} = 82626680 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\Phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{82626680}{0,9 \times 300 \times 239^2} = 5,357$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{400 f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 5,357}{400}} \right) = 0,0152 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0152$ ,  $\rho_{\min} = 0,0034$  maka dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$ ,  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0152$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d \\ = 0,0152 \times 300 \times 239 = 1089,84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan, } n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\emptyset 22}} = \frac{1089,84}{380,13} = 2,86 \sim 4 \text{ buah}$$

Maka digunakan tulangan lentur tarik 4D22 ( $A_s = 1520,52 \text{ mm}^2$ )

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1089,84 = 544,92 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan 2D22 ( $A_s = 760,26 > A_s'$ )

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\alpha = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1089,84 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 300)} = 56,98 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{30 - 28}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{56,98}{0,84} = 67,83$$

- Regangan tarik

$$E_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan tarik netto

$$E_t = \frac{\epsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (239 - 67,83)}{67,83} = 0,0075 > \epsilon_0$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_n \text{ rencana} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times (d - a/2) = 1520,52 \times 400 \times (239 - 56,98/2) \\ = 155045385 \text{ Nmm} = 15504,54 \text{ kgm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\Phi M_{n\text{rencana}} = 0,9 \times M_n \text{ rencana} = 0,9 \times 15504,54 \\ = 13954,086 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimate

$$\Phi M_{n\text{rencana}} > M_u \rightarrow 13954,086 \text{ kgm} > 8262,668 \text{ kgm}$$

• **Perhitungan tulangan sesudah komposit**

$$h \text{ efektif} = 450 - 50 - 10 - \frac{1}{2}(22) = 379 \text{ mm}$$

Penulangan Lentur

$$M_u = 25043,256 \text{ kgm} = 250432560 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\Phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b x d^2} = \frac{250432560}{0,9 \times 300 \times 379^2} = 6,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{400 f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 6,45}{400}} \right) = 0,018 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,018$ ,  $\rho_{\text{min}} = 0,0034$  maka dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$ ,  $\rho_{\text{perlu}} = 0,018$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,018 \times 300 \times 379 = 2046,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah tulangan, } n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\phi 22}} = \frac{2046,6}{380,13} = 5,38 \sim 6 \text{ buah}$$

Maka digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ( $A_s = 2280,78 \text{ mm}^2$ )

Tulangan lentur tekan

$$A_s = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2046,6 = 1023,3 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan 3D22 ( $A_s = 1140,39 \text{ mm}^2$ )

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\alpha = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2280,78 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 300)} = 119,256 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{30 - 28}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{119,256}{0,84} = 141,97$$

- Regangan tarik

$$E_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan tarik netto

$$E_t = \frac{\epsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (379 - 141,97)}{141,97} = 0,005 > \epsilon_0$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_n \text{ rencana} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times (d - a/2) = 2280,78 \times 400 \times (379 - 119,256/2) =$$

=

$$291366908,1 \text{ Nmm} = 29136,69 \text{ kgm}$$

Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\Phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times M_n \text{ rencana} = 0,9 \times 29136,69 = 26222,4 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimate

$$\Phi M_{n \text{ rencana}} > M_u = 26222,4 \text{ kgm} > 25043,256 \text{ kgm} \dots \text{OK}$$

### 5.2.6 Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan geser 2 kaki  $\emptyset$  10 mm ( $157,1 \text{ mm}^2$ )

Faktor reduksi geser  $\Phi$  : 0,9

$$V_u = 11130,336 \text{ kg} = 111303,36 \text{ N}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 379 = 103793,42 \text{ N}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b \times d = \frac{1}{3} \times 300 \times 379 = 37900 \text{ N}$$

- Kondisi Perencanaan Geser

$$1. V_u \leq 0,5 \times \Phi \times V_c$$

$$111303,36 \leq 0,5 \times 0,5 \times 0,75 \times 111303,36$$

$$111303,36 \leq 41738,76 \text{ (Tidak OK)}$$

$$2. 0,5 \times \Phi \times V_c < V_u \leq \Phi \times V_c$$

$$0,5 \times 0,75 \times 103793,42 < 111303,36 < 0,75 \times 103793,42$$

$$38922,53 < 111303,36 < 77845,065 \text{ (Tidak OK)}$$

$$3. \Phi \times V_c < V_u \leq \Phi \times (V_c + V_{smin})$$

$$0,75 \times 103793,42 < 111303,36 \leq (103793,42 + 37900)$$

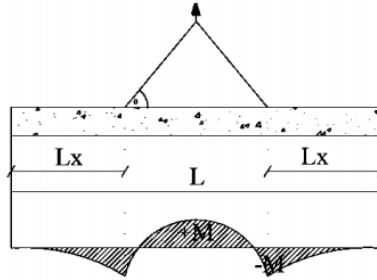
$$77845,065 < 111303,36 \leq 141693,42 \text{ (OK)}$$

- Jarak sengkang yang diperlukan  

$$S_{perlu} = \frac{A_s \times f_y}{b} = \frac{157 \times 400}{300} = 209,33 \text{ mm}$$
- Syarat jarak maksimum sengkang berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3 yakni :  $S_{maks} = d/4 = 379/4 = 94,75 \text{ mm}$  (tumpuan) dan  $S_{maks} = d/2 = 379/2 = 189,5 \text{ mm}$  (lapangan)  
 Jadi dipakai diameter tulangan sengkang  $\phi 10$ -100 (tumpuan),  $\phi 10$ -200 (lapangan)

### 5.2.7 Pengangkatan Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



**Gambar 5.6** Momen pada saat pengangkatan

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{Lx \tan \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{Lx \tan \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left( 1 + \frac{4Y_c}{Lx \tan \theta} \right)} \right)}$$

● **Kondisi Sebelum Komposit**

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$L = 900 \text{ cm}$$

Perhitungan :

$$Y_t = Y_b = \frac{45 - 14}{2} = 15,5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 31^3 = 74477,5 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 3'' \gg 3'' = 7,62 \text{ cm}$$

$$Y_c = 15,5 + 7,62 = 23,12 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \tan \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_c}{Y_b} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L \tan \theta} \right)} \right)} = \frac{1 + \frac{4(23,12)}{900 \tan 45}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{15,5}{15,5} \left( 1 + \frac{4(23,12)}{900 \tan 45} \right)} \right)} = 0,222$$

$$X \times L = 0,222 \times 900 = 199,59 \text{ cm} = 1,995 \text{ m} \sim 2 \text{ m}$$

$$L - 2(X \times L) = 9 - 2(0,222 \times 9) = 5,004 \text{ m} \sim 5 \text{ m}$$

### a. Pembebanan

$$\text{Balok } (0,3 \times 0,31 \times 9 \times 2400) = 2008,8 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} T \sin \theta &= P = \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 2008,8}{2} \\ &= 1446,34 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T = \frac{1446,34}{\sin 45} = 2066,2 \text{ kg}$$

### b. Tulangan Angkat Balok Anak

$$P_u = 2066,2 \text{ kg}$$

Menurut PPBBI pasal 2.2.2 tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  adalah  $f_y/1,5$

$$\Sigma \text{tarik ijin} = 4000/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Øtulangan angkat} > \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{ijin} \times \pi}}$$

$$\text{Øtulangan angkat} > \sqrt{\frac{2066,2}{2666,67 \times 3,14}}$$

$$\text{Øtulangan angkat} > 0,496 \text{ cm}$$

Digunakan tulangan  $\phi$  10 mm

### c. Momen yang terjadi

- Pembebanan

Balok  $0,3 \times 0,31 \times 2400 = 223,2 \text{ kg/m}$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

- Momen Lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right) = \frac{223,2(9^2)}{8} \left( 1 - 4(0,222) + \frac{4(0,2312)}{9 \times \tan 45} \right) \\ = 582,39 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$F = \frac{M}{wt} = \frac{582,39 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 310^2} = 1,212 \text{ MPa} \\ = 1,212 \text{ Mpa} \leq f_r = 0,62\sqrt{30} = 3,396 \text{ MPa. . . (OK)}$$

- Momen tumpuan

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2} \\ -M = \frac{223,2 \times 0,222^2 \times 9^2}{2} \times 1,2 = 534,609 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{534,609 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 310^2} = 1,112 \text{ MPa} \\ = 1,112 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 3,396 \text{ MPa}$$



Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai  $f'$  akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai  $f'_{r_{ijin}}$  usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

### 5.2.8 Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013, syarat tebal minimum balok dengan dua tumpuan apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times l_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing masin tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$ .

### 5.3 Perencanaan Tangga

Pada perencanaan ini, struktur tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu dengan kondisi ujung perletakan berupa sendi dan rol (rol diletakkan pada ujung bordes). Struktur tangga ke atas dan ke bawah tipikal.

#### 5.3.1 Data Perencanaan

##### A. Lantai 1

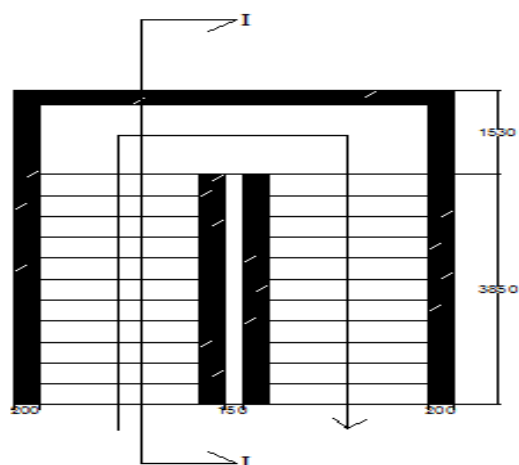
Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut :

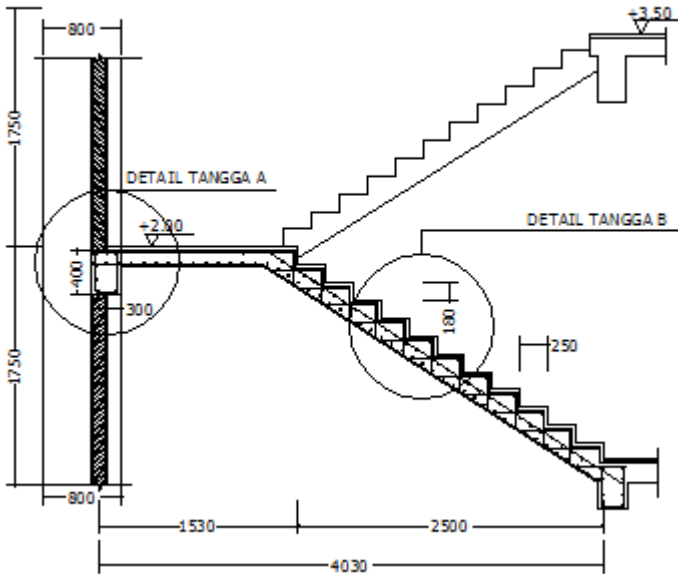
- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 Mpa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa
- Tinggi antar lantai = 350 cm
- Panjang bordes = 385 cm
- Lebar bordes = 153 cm
- Lebar tangga = 385 cm
- Tebal pelat tangga (tp) = 18 cm
- Tebal pelat bordes = 18 cm

- Tinggi injakan ( t )  $= 18 \text{ cm}$
- Lebar injakan ( i )  $= 25 \text{ cm}$
- Jumlah tanjakan ( $n_T$ )  $= \frac{\text{Tinggi lantai}}{t}$   
 $= \frac{350}{18} = 19,4 \sim 20 \text{ buah}$
- Jumlah injakan ( $n_i$ )  $= n_T - 1 = 19 \text{ buah}$
- Jumlah tanjakan ke bordes  $= 10 \text{ buah}$
- Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai 2  $= 10 \text{ buah}$
- Elevasi bordes  $= 175 \text{ cm}$
- Panjang horizontal plat tangga bordes  $= i \times \text{jumlah tanjakan bordes}$   
 $= 25 \times 10 = 250 \text{ cm}$
- Kemiringan tangga ( $\alpha$ )  
 $\text{arc tan } \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{175}{250} = 0,7$   
 Jadi,  $\alpha = 34,992$

Cek syarat :

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$   
 $60 \leq (2 \times 18 + 25) \leq 65$   
 $60 \leq 61 \leq 65 \dots \dots \dots (\text{OK})$
- $25 \leq \alpha \leq 40$   
 $25 \leq 30,96^\circ \leq 40 \dots (\text{OK})$
- Tebal plat rata-rata anak tangga  $= (i/2) \sin \alpha$   
 $= (25/2) \sin 34,992^\circ$   
 $= 7,168 \text{ cm}$
- Tebal plat rata-rata  $= t_p + t_r = 18 + 7,168$   
 $= 25,1683 \text{ cm} \approx 26 \text{ cm}$





### Gambar 5.7 Perencanaan Tangga

### 5.3.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur

### a. Pembebanan Tangga

### Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat tangga} = \frac{0,26}{\cos 34,992^0} \times 2400 = 761,68 \text{ kg/m}$$

Tegel horizontal = 24 kg/m

Tegel vertikal = 24 kg/m

Spesi horizontal (2 cm) = 42 kg/m

Spesi vertical (2 cm) = 42 kg/m

Sandaran  $\underline{= 50 \text{ kg/m} +}$

$$\text{Total (DL)} = 943,68 \text{ kg/m}$$

**Beban Hidup (LL) :**  $1 \text{ m} \times 479 \text{ kg/m}^2 = 479 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (943,68) + 1,6 (479) \\ &= 1898,8268 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

**b. Pembebanan Pelat Bordes**

**Beban Mati (DL)**

$$\begin{array}{llll} \text{Pelat bordes} &= 0,18 \times 2400 \times 1 \text{ m} &= 432 \text{ kg/m} \\ \text{Spesi} &= 2 \times 21 \times 1 \text{ m} &= 42 \text{ kg/m} \\ \text{Tegel} &= 24 \times 1 \text{ m} &= 24 \text{ kg/m} + \\ &&\text{Total (DL) = 524 kg/m} \end{array}$$

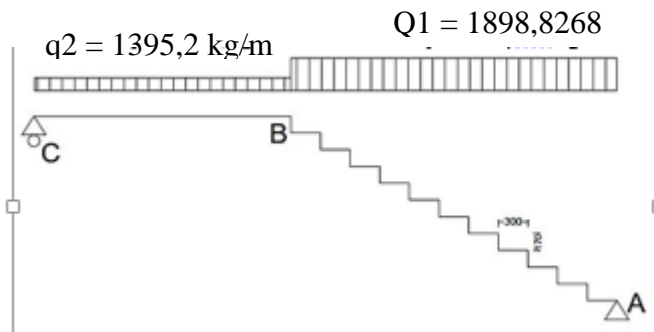
**Beban Hidup (LL) :**  $1 \text{ m} \times 479 \text{ kg/m}^2 = 479 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (524) + 1,6 (479) \\ &= 1395,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### 5.3.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan Sendi-Rol, dimana pembebanan tangga dan output seperti dibawah ini :



**Gambar 5.8** Sketsa beban pada

- $\sum M_A = 0$   
 $(R_c \times 4,03) - (q_2 \times 1,53 \times 3,265) - (q_1 \times 2,5 \times 1,25) = 0$   
 $(R_c \times 4,03) - 6969,65184 - 5933,834014 = 0$   
 $R_c = 3201,857532 \text{ kg}$
- $\sum V = 0$   
 $(q_1 \times 2,5) - (q_2 \times 1,53) - (R_c) = 0$   
 $(1898,826885 \times 2,5) - (1395,2 \times 1,53) - 3201,857532 = 0$   
 $R_a = 3679,865679 \text{ kg}$
- $\sum H = 0$   
 $H_A = 0$

### Kontrol

- $\sum V_A = 0$   
 $R_A + R_C - (q_2 \times 3,6) - (q_1 \times 2,3) = 0$   
 $3679,865679 + 3201,857532 - (1395,2 \times 1,53) -$   
 $(1898,826885 \times 2,5) = 0$   
 $0 = 0 \dots\dots (\text{OK})$

### Pelat Bordes A-B ( 2,5m )

#### a. Gaya Momen ( M )

$$M_{x_1} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_2 \times x_1^2$$

$$M_A = 0$$

$$M_{B \text{ kanan}} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_1 \times x_1^2$$

$$M_{B \text{ kanan}} = 3679,865679 \times 2,5 - \frac{1}{2} \times 1898,826885 \times 2,5^2$$

$$= 3265,8302 \text{ kgm}$$

Momen maksimum apabila :

$$\frac{\sum M_1}{\sum X_1} = 0$$

$$R_a - q_1 \times x_1^2 = 0$$

$$x_2 = \frac{R_a}{q_1} = \frac{3679,865679}{1898,826885} = 1,93797 \text{ m} < 3,78 \text{ m}$$

Momen maksimum terjadi di titik  $X_2 = 1,93797 \text{ m}$

$$M_{\max} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_2 \times x_1^2$$

$$= 3679,865679 \times 1,93797 - \frac{1}{2} \times 1898,82 \times 1,9379^2$$

$$= 3565.701 \text{ kgm}$$

- b. Gaya Lintang (D)

$$D_a = R_a \cos 34,992^\circ$$

$$D_b = (R_a - q_1 \times 2,5) \times \cos 34,992^\circ$$

$$\text{Titik A } (X_1 = 0) ; D_A = 3337,933 \text{ kg}$$

$$\text{Titik B } (X_1 = 2,5\text{m}) ; D_B = 968,0374 \text{ kg}$$

- c. Gaya Normal (N)

$$\text{Titik A ; } N_A = -V_A \sin 34,992^\circ = -3679,866 \times \sin 34,992^\circ$$

$$N_A = -1549,068 \text{ kg}$$

$$\text{Titik B ; } N_B = -V_A \sin 34,992^\circ + q_1 \sin 34,992^\circ \times 2,5 \text{ m}$$

$$N_B = -3679,86 \sin 34,992^\circ + 1898,8268 \sin 34,992^\circ \times 2,5 \text{ m}$$

$$N_B = 1172,188 \text{ kg}$$

### Pelat B-C

- a. Gaya Momen ( M )

$$M_{x_1} = R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2$$

$$\text{Titik C, } M_C = 0 \text{ kgm}$$

$$M_{\max} = R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2$$

$$= 3201,8575 \times 1,53 - \frac{1}{2} \times 1395,2 \times 1,53^2$$

$$= 3265,8301 \text{ kgm}$$

- b. Gaya Lintang (D)

$$\text{Titik C } D_{C \text{ kiri}} = R_C \times \cos \alpha$$

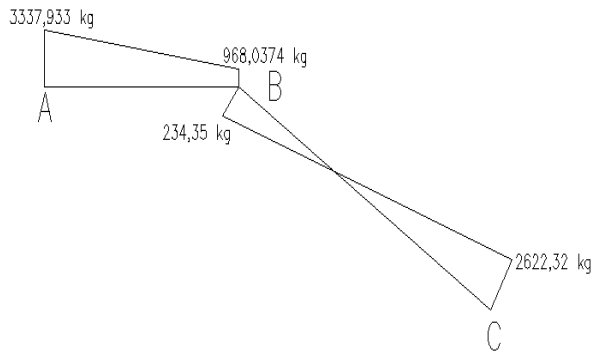
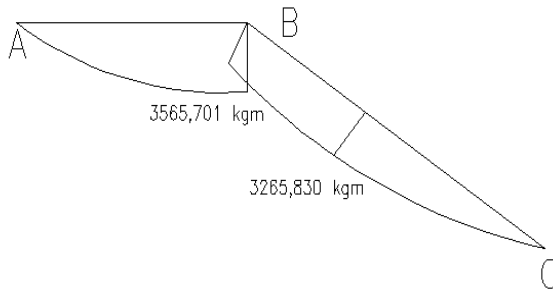
$$= 3201,8575 \times 0,819 = 2622,32 \text{ kg}$$

$$D_{B \text{ kanan}} = R_C - (q_2 \times 1,53) \times \cos \alpha$$

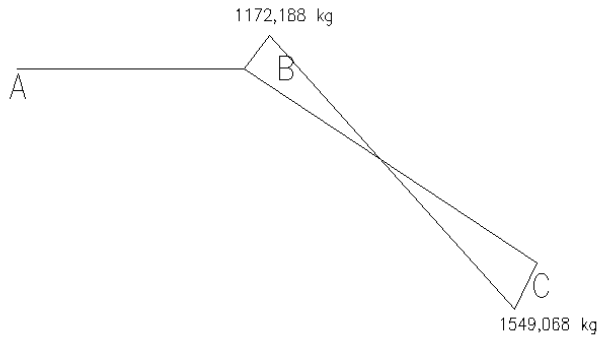
$$= -234,35 \text{ kg}$$

- c. Gaya Normal (N)

$$N_{B-C} = 0 \text{ kg}$$

**Gambar 5.9** Bidang lintang (D) pada tangga**Gambar 5.10** Bidang Momen (M) pada tangga**Gambar 5.11** Bidang normal (N) pada tangga





### 5.3.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

#### ▪ Perhitungan Penulangan Pelat Tangga

Data – Data Perencanaan

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 40 Mpa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa

Berat jenis beton = 2400 Mpa

D tulangan lentur = 12 mm

Tebal pelat tangga = 180 mm

Tebal pelat bordes = 180 mm

Tebal selimut beton = 30 mm

$\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,04335$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,75 \times 0,04335 = 0,0325$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,00395$$

$\rho_{\min}$  dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,00395

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$d = 180 - 30 - (0,5 \times 12) = 144 \text{ mm}$$

### **Penulangan pelat tangga**

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 3565,731 \text{ kgm} = 35657310 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times d y^2} = \frac{35657309,07}{0,8 \times 1000 \times 144^2} = 2,1495$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,764705} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 2,1495}{400}} \right) = 0,0053908$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00556 > \rho_{\min} = 0,00395$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00556 \times 1000 \times 144 = 1320 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

Jarak tulangan utama  $\leq 3 \times$  tebal pelat, maka :

$$S \leq 3 \times 180$$

$$\leq 540 \text{ mm}$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S \text{ D12}}}$$

$$= \frac{1320}{113,09} = 11,67 \approx \text{dipakai 13 buah}$$

As pasang = jumlah tulangan tiap meter  $\times A_{D12}$   
 $= 13 \times 113,09 \text{ mm}^2$   
 $= 1413 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots\dots \text{OK}$   
 Maka digunakan tulangan lentur 13D12-80 mm.

- Penulangan lentur arah melintang pelat  
 Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$\rho_{\min} = 0,00395$  untuk  $f_y = 400 \text{ Mpa}$   
 (SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1)  
 $A_{s\text{perlu}} = 0,00395 \times b \times h$   
 $= 0,00395 \times 1000 \times 144 = 568.8 \text{ mm}^2$

$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\phi 8}}$   
 $= \frac{568,8}{50,27} = 11,31 \approx \text{dipakai } 12 \text{ buah}$

As pasang = jumlah tulangan tiap meter  $\times A_{\phi 8}$   
 $= 12 \times 50,27 \text{ mm}^2$   
 $= 603,24 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots\dots \text{OK}$   
 Maka digunakan tulangan lentur 12Ø8-125 mm.

### **Penulangan pelat bordes**

- Tulangan utama

$M_{\max} = 3265,8302 \text{ kgm} = 3265,8302 \text{ Nmm}$

$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times d y^2} = \frac{32658302}{0,8 \times 1000 \times 144^2} = 1,968695$

$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$   
 $= \frac{1}{11,76471} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,7647 \times 1,968695}{400}} \right) = 0,00507$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00507 < \rho_{\min} = 0,00395$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00507 \times 1000 \times 144 = 730,5309 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

Jarak tulangan utama  $\leq 3 \times$  tebal pelat, maka :

$$S \leq 3 \times 180$$

$$\leq 540 \text{ mm}$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s \text{ D12}}}$$

$$= \frac{730,5309}{113,04} = 6,02 \approx \text{dipakai 7 buah}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{\text{D12}}$$

$$= 7 \times 113,04 \text{ mm}^2$$

$$= 791,28 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots\dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur 7D12-140 mm.

- Penulangan lentur arah melintang pelat  
Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$$\rho_{\text{min}} = 0,0036 \text{ untuk } f_y = 390 \text{ Mpa}$$

(SNI 03–2847–2013 pasal 7.12.2.1)

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,00395 \times b \times h$$

$$= 0,00395 \times 1000 \times 144 = 568,8 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s \phi 8}}$$

$$= \frac{568,8}{50,27} = 11,31 \approx \text{dipakai 12 buah}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{\phi 8}$$

$$= 12 \times 50,27 \text{ mm}^2$$

$$= 603,24 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots\dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur 12Ø8-125 mm.

- Perencanaan dimensi balok bordes

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 385 = 24,0625 \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 24,0625 = 16,04167 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 30/40

▪ **Pembebanan Balok Bordes**

Beban Mati

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,3 \times 0,40 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= 2 \times 250 = 500 \text{ kg/m} \\ q_d &= 788 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_d \text{ ultimate} = 1,2 \times q_d = 1,2 \times 788 = 945,6 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{beban pelat bordes} &= 3201,857 \text{ kg/m} \\ q_u &= 4147,457 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan} &= \frac{1}{24} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{24} \times 41,474575 \times 3850^2 \\ &= 25614870,33 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 41,474575 \times 3850^2 \\ &= 51229740,66 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$V_u \text{ total} = 0,5 \times q_u \times l = 0,5 \times 41,4745 \times 3850$$

$$V_u \text{ total} = 79838,4125 \text{ kg}$$

▪ **Penulangan Lentur Balok Bordes**

Direncanakan :

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Sehingga } d = 385 - 40 - 10 - 16/2 = 327 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,04335 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,75 \times 0,04335 = 0,0325$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,00395\end{aligned}$$

$\rho_{\min}$  dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,00395

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,7647$$

➤ Penulangan Tumpuan

$$M_{\max} = 25614870,33 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 32018588 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{32018588}{300 \times 327^2} = 0,998$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,7647} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,7647 \times 0,998}{400}} \right) = 0,00253\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,002533 < \rho_{\min} = 0,00395$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00395 \times 300 \times 327 = 387,495 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$\begin{aligned}n \text{ tulangan} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_s \text{ D16}} \\ &= \frac{387,495}{201,06} = 1,92 \approx \text{dipakai 4 buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A \text{ D16} \\ &= 4 \times 201,106 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$= 804,248 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots\dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur 4 D16

$$\begin{aligned} \text{As' perlu} &= 0,5 \times \text{As} \\ &= 0,5 \times 387,495 \text{ mm}^2 \\ &= 193,7475 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

digunakan tulangan lentur 2 D16

➤ Penulangan Lapangan :

$$M_{\text{lapangan}} = 51229740,66 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 64037175,83 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{64037175,83}{300 \times 327^2} = 1,99$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,7647} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,7647 \times 1,99}{400}} \right) = 0,00513 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00513 > \rho_{\text{min}} = 0,00395$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} \text{As}_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00513 \times 300 \times 327 = 503,2327 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{\text{As}_{\text{perlu}}}{\text{As D16}} \\ &= \frac{503,2327}{201,06} = 2,5 \approx \text{dipakai 6 buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A \emptyset_{16} \\ &= 6 \times 201,106 \text{ mm}^2 \\ &= 1206,37 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 6 D16

$$\begin{aligned} \text{As' perlu} &= 0,5 \times \text{As} \\ &= 0,5 \times 559,29 \text{ mm}^2 \\ &= 279,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

digunakan tulangan lentur 3 D16

- Penulangan Geser Balok Bordes

#### Penulangan Tumpuan

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 327 = 103406,4795 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 103406,4795 = 77554,85962 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 77554,85962 = 38777,4298 \text{ N}$$

$$\phi V_s \text{ min} = \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 300 \times 327 = 206812,959 \text{ N}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5(5.1) : Bila  $V_u$  kurang dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton  $\phi V_c$ , maka tidak perlu diberi tulangan geser. Karena  $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$  maka diperlukan tulangan geser minimum.

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ min} = 206812,959 \text{ N}$$

Diameter tulangan geser = 10 mm

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 157,080 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.4 ketentuan jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi  $d/2$  atau 600 mm untuk komponen struktur non prategang

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,080 \times 400 \times 327}{206812,959} = 99,346 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat } s < \frac{d}{2} = \frac{327}{2} = 163,5 \text{ mm}$$

Pasang Ø10 – 100 mm

## 5.4 Perencanaan Balok Lift

### 5.4.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd. dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift	: C300 Passenger Elevator
Kapasitas	: 1000 Kg
Kecepatan	: 1.75 m/detik



Motor : 18.5 KW

Lebar pintu ( opening width ) : 800 mm

Dimensi sangkar ( car size )

- Car Wide (CW) : 1600 mm

- Car Depth (CD) : 1400 mm

- Opening : 900 mm

Dimensi ruang luncur ( Hoistway )

- Hoistway width (HW) : 2100 mm

- Hoistway Depth (HD) : 2000 mm

Beban reaksi ruang mesin

$R_1$  : 5800 kg

$R_2$  : 4600 kg

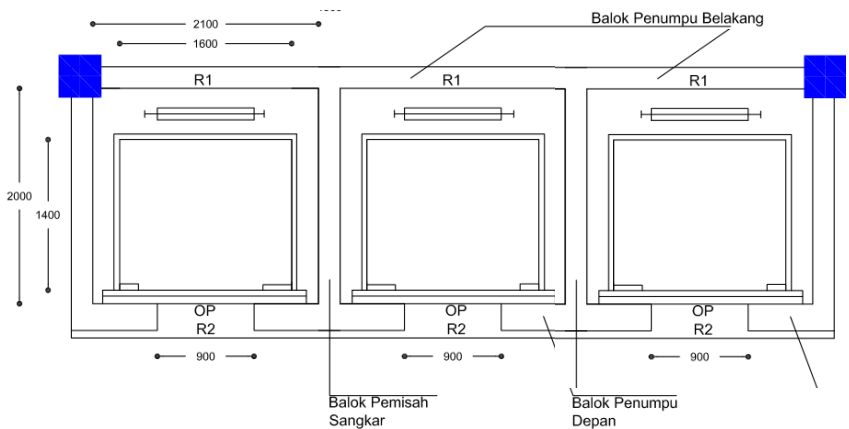
Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 5.1 :

**Tabel 5.1** Spesifikasi C300 Passenger Elevator  
*Sumber : Asia Schneider (Thailand)*

## C300 Passenger Elevator Technical Specification (For wide car)

Type	Capacity kg	Speed m/s	Motor KW	Car size mm			Hoistway size mm				Max.stops	Max.rises m	Reaction force kN			
				CW	CD	OP	HW	HD	PD	OH			R1	R2	R3	R4
P0630W10S-CO	630	1.00	7.5						1300	4400	14	40				
P0630W15S-CO		1.50	11	1400	1100	800	1850	1700	1400	4500	20	60	74	60	46	33
P0630W17S-CO		1.75	15						1500	4600	24	75				
P0800W10S-CO	800	1.00	11						1300	4400	14	40				
P0800W15S-CO		1.50	15	1400	1350	800	1850	1950	1400	4500	20	60	82	66	52	38
P0800W17S-CO		1.75	15						1500	4600	24	75				
P1000W10S-CO	1000	1.00	11						1300	4400	14	40				
P1000W15S-CO		1.50	18.5	1600	1400	900	2100	2000	1400	4500	20	60	101	81	58	46
P1000W17S-CO		1.75	18.5						1500	4600	24	75				

Notice: Above dimension is only for reference, if you need trim size. Please contact us.



### Perencanaan Dimensi Balok Lift

- **Gambar 5.12 Denah Lift**
- **Balok Penumpu Depan dan Belakang**

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 780 \text{ cm} = 49,0625 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 49,0625 = 32,701 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 60/80 cm

▪ **Balok Penggantung Lift**

Panjang balok penggantung lift = 295 cm

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 295 \text{ cm} = 18,44 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 18,44 = 12,29 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 30/40 cm

#### 5.4.2 Pembebanan Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpang

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

2. Koefisien kejutan beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejutan yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

$\Psi$  = koefisien kejutan yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

$v$  = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran

induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

$k_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

$k_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P = \sum R \times \Psi = (5800 + 4600) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ = 18512 \text{ kg}$$

### 5.4.3 Balok Penggantung Lift 30/40

#### a. Pembebanan

Beban mati lantai :

Berat pelat	$= 0,12 \times 2400$	$= 288 \text{ kg/m}^2$
Aspal (t=2cm)	$= 0,02 \times 1400$	$= 28 \text{ kg/m}^2$
Spesi (t=2cm)	$= 0,02 \times 2100$	$= 42 \text{ kg/m}^2$
Ducting + Plumbing		$= 30 \text{ kg/m}^2 +$
		$= 388 \text{ kg/m}^2$
Q	$= 388 \times 2 \text{ m}$	$= 776 \text{ kg/m}$
Akibat balok	$= 0,3 \times 0,4 \times 2400$	$= 288 \text{ kg/m} +$
Qd		$= 1064 \text{ kg/m}$

Beban Hidup ( $q_1$ ) :

$$Q_1 = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_L \\ = 1,2 \times 1064 + 1,6 \times 250 \\ = 1676,8 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat lift  $P = 18512 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} p \\
 &= \frac{1}{2} \times 1676,8 \times 2 + \frac{1}{2} \times 18512 \\
 &= 10932,8 \text{ kg} \\
 M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} pL \\
 &= \frac{1}{8} \times 1676,8 \times 2^2 + \frac{1}{4} \times 18512 \times 2 \\
 &= 10094,4 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

**Data Perencanaan :**

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 40 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 \text{Tul. balok diameter (D}_{16}) &= 16 \text{ mm} \\
 \text{Tul. sengkang diameter (}\varnothing_8) &= 8 \text{ mm} \\
 b &= 30 \text{ cm} \\
 h &= 40 \text{ cm} \\
 d' &= h' + \varnothing_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2}\varnothing_{\text{tul. utama}} \\
 &= 40 + 8 + 0,5 \times 16 = 56 \text{ mm} \\
 d &= 400 - 56 = 344 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,04335 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,04335 = 0,0325125 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\
 \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}
 \end{aligned}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,00395$$

$\rho_{\min}$  dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,00395

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,7647$$

**b. Perhitungan Tulangan Lentur**

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{100944000}{0,8 \times 300 \times 344^2} = 3,55$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,7647} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,7647 \times 3,55}{400}} \right) = 0,00939 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00939 > \rho_{\min} = 0,0036$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00939 \times 300 \times 344 = 969,048 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 16}} \\ &= \frac{969,048}{201,06} = 4,8196 \approx \text{dipakai 5 buah} \end{aligned}$$

Spasi bersih antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b_w - 2\phi_{\text{senggang}} - 2 \times \text{decking} - n \times t_{\text{tul.utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{300 - 2 \times 8 - 2 \times 40 - 5 \times 16}{5 - 1} = 31 \geq 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 5 D16 (1005,3 cm<sup>2</sup>)

**c. Perhitungan Tulangan Geser**

$$V_u = 109328 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 344 \\ &= 108782,35 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times 108782,35 \\ &= 65269,41 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{s \text{ min}} &= 0,6 \times 1/3 \times 300 \times 344 \\ &= 20640 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s \text{ min}} = 85909,41 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} &\phi \left( V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \times b_w \times d \right) \\ &= 0,6 \left( 108782,35 + \frac{1}{3} \sqrt{40} \times 300 \times 344 \right) \\ &= 195808,232 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi(V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \phi \left( V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \times b_w \times d \right)$$

Maka perlu tulangan geser

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = 109328 - 65269,41 = 44058,59 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ perlu}} = 73430,983 \text{ N}$$

$$\text{Syarat } s_{\text{max}} < d/2 = 344/2 = 172 \text{ mm dan } s_{\text{max}} < 600 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times 8^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

Pasang  $\phi 8 - 160 \text{ mm}$

Kontrol  $V_s$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{100,53 \times 400 \times 344}{160} = 86455,8 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur 5D16
- Tulangan geser  $\phi 8 - 160$

#### d. Kontrol Lendutan dan Retak

- Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{min}$

- Kontrol Retak

##### Untuk daerah lapangan

$$d_c = 40 + 8 + \frac{1}{2} (16) = 56 \text{ mm}$$

$$f_s = 0,6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,056 \times 0,3}{5} = 0,00672 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 234 \times \sqrt{0,056 \times 0,00672}$$

$$= 4,54 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \quad (\text{OK})$$

#### 5.4.4 Balok Penumpu Depan dan Belakang Lift 60/80

##### a. Pembebanan

Beban mati lantai :

$$\text{Berat pelat} = 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$$



$$\begin{aligned}
 \text{Aspal (t=2cm)} &= 0,02 \times 1400 = 28 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi (t=2cm)} &= 0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ducting + Plumbing} &= 30 \text{ kg/m}^2 + \\
 &= 388 \text{ kg/m}^2 \\
 Q &= 388 \times 7,8 = 3026,4 \text{ kg/m} \\
 \text{Akibat balok} &= 0,6 \times 0,8 \times 2400 = 1152 \text{ kg/m} + \\
 Q_d &= 4178,4 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup ( $q_1$ ) :

$$Q_1 = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_L \\
 &= 1,2 \times 4178,4 + 1,6 \times 250 \\
 &= 5414,08 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat lift P

$$\begin{aligned}
 P &= \sum R \times \Psi = (4600) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\
 &= 8188 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} p$$

$$= \frac{1}{2} \times 5414,08 \times 7,8 + \frac{1}{2} \times 8188$$

$$= 25208,9 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} pL$$

$$= \frac{1}{8} \times 5414,08 \times 7,8^2 + \frac{1}{4} \times 8188 \times 7,8$$

$$= 57140,68 \text{ kgm}$$

**Data Perencanaan :**

$$f_c' = 40 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. balok diameter } (D_{16}) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. sengkang diameter } (\emptyset_8) = 8 \text{ mm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} d' &= h' + \emptyset_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2}\emptyset_{\text{tul. utama}} \\ &= 40 + 8 + 0,5 \times 16 = 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d = 800 - 56 = 744 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,04335 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,75 \times 0,04335 = 0,0325$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,00395 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} \text{ dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu } 0,00395$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,7647$$

**b. Perhitungan Tulangan Lentur**

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{571406800}{0,8 \times 600 \times 744^2} = 2,15$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,7647} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,7647 \times 2,15}{400}} \right) = 0,005556$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,005556 > \rho_{\text{min}} = 0,00395$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,005556 \times 600 \times 744 = 2480,1984 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\phi 16}}}$$

$$= \frac{2480,1984}{201,06} = 12,335 \approx \text{dipakai 13 buah}$$

Spasi bersih antar tulangan

$$S = \frac{b_w - 2\phi_{\text{senggang}} - 2 \times \text{decking} - n \times t_{\text{tul.utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{600 - 2 \times 8 - 2 \times 40 - 13 \times 16}{13 - 1} = 25 \geq 25 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan ganda 13 D 16 (2613,78 cm<sup>2</sup>)

#### d. Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 252089 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 600 \times 744 \\
 &= 470546,9158 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,6 \times 470546,9158 \\
 &= 282328,1495 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\phi \left( V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \times b_w \times d \right) \\
 &= 0,6 \left( 470546,9158 + \frac{1}{3} \sqrt{40} \times 600 \times 744 \right) \\
 &= 846984,4485 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi(V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \left( V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \times b_w \times d \right)$$

Maka perlu tulangan geser

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = 252089 - 282328,1495 = -30239,1495 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ perlu}} = -50398,5825 \text{ N}$$

Syarat  $s_{\max} < d/2 = 344/2 = 172 \text{ mm}$  dan  $s_{\max} < 600 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

Pasang  $\phi 8 - 160 \text{ mm}$

Kontrol  $V_s$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{100,53 \times 400 \times 744}{300} = 99725,76 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur 13D16
- Tulangan geser  $\phi 8 - 300$

**e. Kontrol Lendutan dan Retak**

- Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{min}$

- Kontrol Retak

Untuk daerah lapangan

$$d_c = 40 + 8 + \frac{1}{2} (16) = 56 \text{ mm}$$

$$f_s = 0,6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,056 \times 0,3}{5} = 0,00672 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 234 \times \sqrt{0,056 \times 0,00672} \\ = 4,54 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \quad (\text{OK})$$

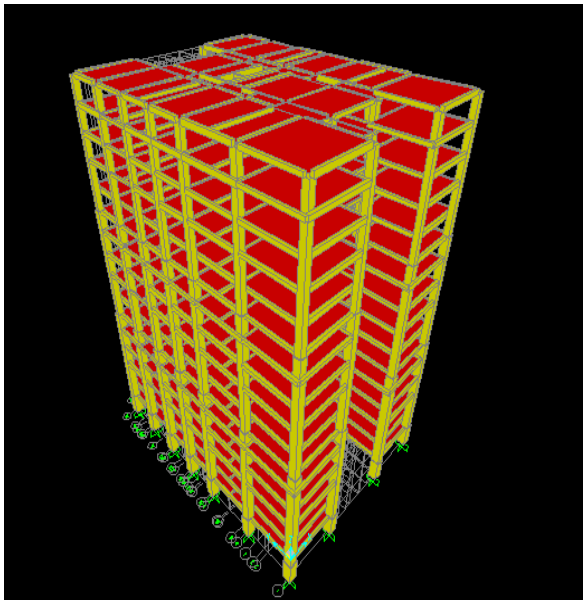
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB VI**

### **PEMODELAN STRUKTUR**

Struktur yang direncanakan adalah gedung apartemen yang terdiri dari 15 lantai dengan total tinggi struktur 50 meter. Permodelan struktur gedung Apartemen Aspen Admiralty Residence Tower C dilakukan menggunakan program bantu SAP 2000. Pada program SAP 2000, struktur ini akan dimodelkan sesuai dengan kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan untuk mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI 1726:2012 (Gempa).

Berikut adalah pemodelan yang sudah dilakukan dalam program SAP 2000 :



**Gambar 6.1** Pemodelan 3D Struktur Apartemen Aspen Admiralty

## 6.1 Perhitungan Berat Struktur

Data perencanaan struktur seperti data luas lantai, tinggi struktur, panjang balok induk, dan balok anak merupakan data data yang diperlukan dalam perhitungan berat struktur.

### 6.1.1 Berat Total Bangunan

Perhitungan nilai total berat bangunan ini akan digunakan untuk menentukan gaya geser statik. Nilai tersebut digunakan untuk mengecek apakah perhitungan struktur gedung Apartemen Aspen Admiralty Residence Tower D yang menggunakan pembebanan gempa dinamik gaya geser nya sudah mencapai 80% gaya geser statik.

Pada tugas akhir ini perhitungan berat struktur diambil dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 untuk kombinasi 1D + 1L.

### 6.1.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktifitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*).

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung ini mengacu pada SNI 1726:2012 bangunan tahan gempa sebagai berikut :

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL
- 1,2 DL + 1,0 LL + 1,0E



- $0,9 \text{ DL} + 1\text{E}$

Keterangan :

DL : beban mati

LL : beban hidup

E : beban gempa

## 6.2 Analisis Beban Seismik

Pada struktur gedung gedung Apartemen Aspen Admiralty Residence Tower C ini mempunyai jumlah lantai 16 tingkat dengan ketinggian 50 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

### 6.2.1 Arah pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa Respon Spektrum X :  
100% efektivitas untuk arah X dan 30% efektivitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y :  
100% efektivitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

### 6.2.2 Faktor Keutamaan ( $I_e$ )

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$ . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan apartemen. Pada Tabel 1 SNI 1726:2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai  $I_e = 1,0$ .

### 6.2.3 Parameter Respon Spektrum Rencana

Parameter respon spektrum rencana digunakan untuk menentukan gaya gempa rencana yang bekerja pada struktur. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah surabaya dengan kondisi tanah lunak (kelas situs SE) :

- $PGA = 0,325$
- $S_s = 0,663$
- $S_1 = 0,247$
- $CR_s = 1,991$
- $CR_1 = 0,929$
- $FPGA = 1,124$
- $Fa = 1,374$
- $Fv = 3,012$
- $S_{MS} = 0,911$
- $PSA = 0,366$
- $S_{M1} = 0,744$
- $S_{DS} = 0,607$
- $S_{D1} = 0,496$
- $T_0 = 0,163$
- $T_s = 0,817$

### 6.2.4 Kategori Desain Seismik (KDS)

Semua struktur harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya,  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada SNI 1726:2012 tabel 6 atau 7.

Gedung ini termasuk kategori risiko II dimana nilai parameter  $S_{DS} = 0,607$  ( $0,50 \leq S_{DS}$ ) dan  $S_{D1} = 0,496$  ( $0,20 \leq S_{D1}$ ). Sehingga kategori desain seismik berdasarkan data tersebut adalah termasuk dalam kategori desain seismik D

### 6.2.5 Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung ini menggunakan material beton bertulang dan direncanakan dengan sistem rangka pemikul momen – Rangka beton bertulang pemikul momen khusus (SRPMK). Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5,5 nilai koefisien modifikasi respon ( $R$ ) = 8 dan nilai faktor kuat lebih sistem ( $\Omega$ ) = 3.

## 6.3 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP 2000, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

### 6.3.1 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah.

Dalam hal ini digunakan bantuan program SAP 2000 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada tabel berikut :

**Tabel 6.1** Rasio Partisipasi Massa Aspen Admiralty Residence Tower D

<b>Output</b>	<b>Step</b>	<b>Period</b>	<b>Sum</b>	<b>Sum</b>
<b>Case</b>	<b>Num</b>		<b>UX</b>	<b>UY</b>
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	1	2,0135	7,565E-08	0,72
MODAL	2	1,9309	0,52	0,72
MODAL	3	1,7502	0,72	0,72
MODAL	4	0,6473	0,72	0,83
MODAL	5	0,6302	0,79	0,83
MODAL	6	0,5744	0,83	0,83
MODAL	7	0,3498	0,83	0,87
MODAL	8	0,3413	0,86	0,87
MODAL	9	0,3023	0,88	0,87
MODAL	10	0,2218	0,88	0,91
MODAL	11	0,1992	0,92	0,91

Dari tabel di atas, didapat partisipasi massa arah X sebesar 92% pada moda ke 11 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91% pada moda ke 11. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI

1726:2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

### 6.3.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai  $S_{DI}$ .

Struktur gedung Swiss Belhotel memiliki tinggi dari lantai dasar hingga atas gedung adalah 54 m. Pada struktur ini digunakan tipe struktur rangka beton pemikul momen sehingga pada Tabel 15 SNI 1726:2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0466^a$$

$$x = 0,9$$

$$h_n = 50 \text{ m}$$

maka :

$$T_a = 0,0466 \times 50^{0,9} = 1,572 \text{ s}$$

Nilai  $C_u = 1,4$  didapat dari Tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai  $S_{DI} = 0,496$ , maka :

$$T = C_u \times T_a = 1,4 \times 1,69 = 2,2 \text{ s}$$

Dari hasil analisa SAP 2000 didapat :

**Tabel 6.2** Periode dan Frekuensi Struktur

Step	Period
Num	
Unitless	Sec
1	2,0135
2	1,9309
3	1,7502
4	0,6473
5	0,6302
6	0,5744
7	0,3498
8	0,3413

Dari tabel di atas didapat  $T = 2,0135$  s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai  $T$  masih lebih kecil dari  $C_u \times T_a$ . Jadi analisis struktur gedung Swiss Belhotel masih memenuhi syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.

### 6.3.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0759$$

Nilai  $C_s$  di atas nilainya tidak perlu diambil lebih besar dari:

Beban gempa dinamik sumbu x :

$$T_c = 1,93$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,496}{1,93\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0321$$

Maka diambil  $C_s = 0,0321$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \square S_{DS} \square I_e \\ &= 0,044 \square 0,607 \square 1 \\ &= 0,0267 > 0,01 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai  $C_s = 0,0321$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur gedung ini adalah : 26137614,8 kg

$$\begin{aligned} V_{statik} &= C_s \times W \\ &= 0,0321 \times 26137614,8 \\ &= 839017,4351 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban gempa dinamik sumbu y :

$$T_c = 2,01$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,496}{2,01\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0308$$

Maka diambil  $C_s = 0,0321$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \square S_{DS} \square I_e \\ &= 0,044 \square 0,607 \square 1 \\ &= 0,0267 > 0,01 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai  $C_s = 0,0321$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur gedung ini adalah : 26137614,8 kg

$$\begin{aligned} V_{statik} &= C_s \times W \\ &= 0,0308 \times 26137614,8 \\ &= 805038,5358 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebagai berikut :

**Tabel 6.3** Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa

<b>Beban Gempa</b>	<b>Global FX</b>	<b>Global FY</b>
Text	Kgf	Kgf
GEMPA X	471615,3	26814,3
GEMPA Y	11812,8	563925,9

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

$$V_{dinamik} \geq 85\% V_{Statik}$$

$$471615,3 \geq 85\% \times 839017,4351$$

$$471615,3 \geq 713164,8198 \text{ kg (Not OK)}$$

- Untuk gempa arah Y :

$$V_{dinamik} \geq 85\% V_{Statik}$$

$$563925,9 \geq 85\% \times 805038,5358$$

$$563925,9 \geq 684282,7555 \text{ kg (Not OK)}$$



Dari kontrol di atas, analisis Swiss Belhotel masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Pada Pasal 11.1.4 SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.2 dijelaskan apabila gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor

skala : 
$$0,85 \times \frac{C_s \times W}{V}$$

- Untuk gempa arah X :

$$0,85 \times \frac{839017,4351}{471615,3} = 1,51217$$

- Untuk gempa arah Y :

$$0,85 \times \frac{805038,5358}{563925,9} = 1,21343$$

Setelah dikali faktor skala di atas didapatkan gaya geser dasar sebagai berikut :

**Tabel 6.4** Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa setelah dikalikan dengan Faktor Skala

<b>Beban Gempa</b>	<b>Global FX</b>	<b>Global FY</b>
Text	Kgf	Kgf
GEMPA X	713172,5	255820,8
GEMPA Y	171680,9	684284,61

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

$$V_{dinamik} \geq 85\% V_{Statik}$$

$$713172,5 \geq 85\% \times 713164,8198$$

$$713172,5 \geq 713164,8198 \text{ kg (OK)}$$

- Untuk gempa arah Y :

$$V_{dinamik} \geq 85\% V_{Statik}$$

$$684284,61 \geq 85\% \times 805038,5358$$

$$684284,61 \geq 684282,7555 \text{ kg (OK)}$$

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur gedung ini masih memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.

#### 6.3.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_I \leq \Delta_a$$

Dimana :

$\Delta_i$  = Simpangan yang terjadi

$\Delta_a$  = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan  $\Delta_i$  untuk tingkat 1 :

$$\Delta_1 = \frac{C_d \times \delta_{e1}}{I}$$

Perhitungan  $\Delta_i$  untuk tingkat 2 :

$$\Delta_2 = \delta_{e2} - \delta_{e1} \times \frac{C_d}{I}$$

Dimana :

$\delta_{e1}$  = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

$\delta_{e2}$  = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

$I$  = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus, dari tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai  $C_d = 5,5$  dan dari tabel 2 SNI 1726:2012 didapat nilai  $I = 1$ . Dari tabel 16 SNI 1726:2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,020 \times h_{sx}$$

Dimana :

$h_{sx}$  = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

- Untuk tinggi tingkat 3,325 m, simpangan ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,02 \times 3,325$$

$$= 0,0665 \text{ m}$$

$$= 66,5 \text{ mm}$$

$$\Delta_a = 0,02 \times 3,5$$

$$= 0,07 \text{ m}$$

$$= 70 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program SAP 2000, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu sebagai berikut :

**Tabel 6.5** Kontrol Simpangan Arah X dan Arah Y Terbesar

Lantai	h (mm)	$\square_e$	$\square$	Drift ( $\Delta$ )	Syarat Drift ( $\Delta_s$ )
Atap	49,875	81,93	450,615	9,6085	66,5
15	46,55	80,183	441,0065	13,871	66,5
14	43,225	77,661	427,1355	18,7055	66,5
13	39,9	74,26	408,43	23,54	66,5
12	36,575	69,98	384,89	28,336	66,5
11	33,25	64,828	356,554	30,6955	66,5
10	29,925	59,247	325,8585	33,165	66,5
9	26,6	53,217	292,6935	35,75	66,5
8	23,275	46,717	256,9435	38,0765	66,5
7	19,95	39,794	218,867	39,776	66,5
6	16,625	32,562	179,091	39,908	66,5
5	13,3	25,306	139,183	39,314	66,5
4	9,975	18,158	99,869	37,004	66,5
3	6,65	11,43	62,865	31,8395	66,5

2	3,325	5,641	31,0255	21,989	66,5
1	3,5	1,643	9,0365	9,0365	70

Dari hasil kontrol pada tabel di atas, maka analisis struktur gedung ini telah memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

## **BAB VII**

### **PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA**

#### **7.1 Umum**

Struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku gedung tersebut. Struktur utama memiliki fungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun beban angin. Komponen utama terdiri dari balok induk, kolom dan shearwall. Pada bab ini akan dibahas mengenai kekuatan struktur utama mencakup kebutuhan tulangan yang diperlukan pada komponen tersebut.

#### **7.2 Perencanaan Balok Induk**

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Didalam preliminary desain gedung Apartemen Aspen Admiralty Residence Tower D direncanakan dimensi balok induk sebesar 65/85 dengan panjang bentang 900 cm dan balok induk 60/80 dengan panjang bentang 850 cm dengan menggunakan sistem pracetak. Maka dari itu, penulangan lentur balok induk dihitung dalam dua kondisi, yaitu sebelum komposit dan setelah komposit. Dengan adanya dua kondisi tersebut nantinya akan dipilih tulangan yang lebih kritis untuk digunakan pada penulangan balok induk.

##### **7.2.1 Data Perencanaan**

Data perencanaan yang diperlukan meliputi :

- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Dimensi balok = 65/85 cm & 60/80 cm
- Diameter tulangan longitudinal = 22 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm
- Tebal *decking* = 50 mm

### 7.2.1.1 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior 65/85 Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep tributari area. Berikut ini merupakan beban merata ( $q$ ) yang terjadi pada balok :

#### Beban mati

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

#### Beban hidup

$$\text{Beban pekerja} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dimensi balok induk sebelum komposit} = 65/71$$

$$\text{Bentang balok induk} = 9 \text{ meter}$$

#### a) Pelat dalam kondisi sebelum terdapat overtopping

Pada kondisi sebelum komposit, balok hanya menerima beban mati dan beban hidup dari pelat pracetak, balok anak, dan berat dari balok induk itu sendiri.

#### Beban pada balok anak

$$L_x = 425 - \left( \frac{65}{2} + \frac{50}{2} \right) = 367,5 \text{ cm}$$

$$l_y = 900 - \left( \frac{60}{2} + \frac{60}{2} \right) = 840 \text{ cm}$$

##### ▪ Beban mati

$$\text{Berat balok anak} = 0,5 \times 0,7 \times 2400 = 840 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat ekivalen} = 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 3,675 \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{3,675}{8,4} \right)^2 \right)$$

$$= 660,58 \text{ kg/m}$$

Total beban mati balok anak (Qd)

$$= 840 + 660,58 = 1500,58 \text{ kg/m}$$

▪ Beban hidup

$$\text{Beban ekivalen pelat} = 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 3,675 \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{3,675}{8,4} \right)^2 \right)$$

$$= 660,58 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$= 1,2 (1500,58) + 1,6 (660,58) = 2161,16 \text{ kg/m}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat ( $P_D$ ) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 2161,16 \text{ kg/m} \times 4,5 \text{ m} = 9725,22 \text{ kg}$$

**Beban pada balok induk**

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

$$\text{Berat balok induk} = 0,6 \times 0,66 \times 2400 = 950,4 \text{ kg/m}$$

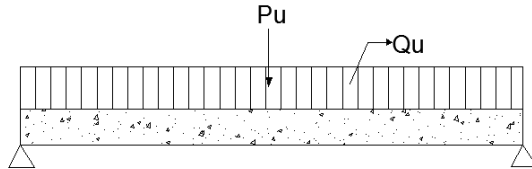
$$\text{Beban ekivalen pelat} = 2 \times \frac{1}{4} \times q \times l_x$$

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times 192 \times 3,675$$

$$= 352,8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total beban mati balok induk (Qd)} = 950,4 + 352,8 = 1303,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2D \\
 &= 1,2 \square 1303,2 \\
 &= 1563,84 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$



**Gambar 7.1** Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit

$$\begin{aligned}
 M_u &= \left( \frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times P_u \times L \right) \\
 &= \left( \frac{1}{8} \times 1563,84 \times 9^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times 9725,22 \times 9 \right) \\
 &= 37715,625 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

**b) Perhitungan Tulangan Lentur**

↳ **Data Perencanaan**

Dimensi Balok Induk	= 65/85
Bentang Balok Induk	= 9 m
Diameter Tulangan utama	= 22 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
Tebal <i>decking</i>	= 50 mm
$\rho_{\min}$	= 0,0035
$d_x$	= $850 - 140 - 50 - 13 - (\frac{1}{2} \square \square 22) = 636 \text{ mm}$
$M_u$	= 37715,625 kgm = 377156250 Nmm

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.



### ↪ **Penulangan Lentur**

Dipakai  $\emptyset = 0,9$

$$M_n = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{377156250}{0,9} = 419062500 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{419062500}{650 \times 636^2} = 1,594$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,594}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00412 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00412 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00412 \times 650 \times 636 = 1703,208 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1703,208}{380,1} = 4,48 \approx 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 5D22 ( $A_s = 1900,5 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{650 - (2 \times 50) - (13) - (5 \times 22)}{(5 - 1)} \\ &= 106,75 > 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1703,208 = 851,604 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D22 ( $A_s = 1140,40 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As_{pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1900,5 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 650)} = 45,86 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{45,86}{0,84} = 54,6$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (636 - 54,6)}{54,6} = 0,0319 > 0,005$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_{s_{pasang}} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1900,5 \times 400 \times \left(636 - \frac{45,86}{2}\right) \\ &= 419450232,6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_{s_{pasang}} \times f_y \times \left(d - \frac{1,25a}{c}\right) \\ &= 1,25 \times 1900,5 \times 400 \times \left(636 - \frac{1,25 \times 45,86}{54,6}\right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 603361324,5 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$419450232,6 > 377156250 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

### 7.2.1.2 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior

#### 65/85 Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik ( kiri-kanan ) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'c$ ) = 30 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) tulangan = 400 MPa

Dimensi balok induk = 65/85 cm

Panjang balok induk = 9 m

Tebal *decking* = 50 mm

Diameter tulangan utama = 22 mm

Diameter sengkang = 13 mm

$d = 850 - 50 - 13 - (0,5 \times 22) = 776 \text{ mm}$

$d' = 50 + 13 + (0,5 \times 22) = 74 \text{ mm}$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$\rho_{\min} = 0,00412$

Dari hasil analisa SAP2000 didapat nilai momen pada As B-2 sebagai berikut :

M tumpuan = - 452694250 Nmm

M lapangan = +247246497 Nmm

#### • Penulangan Tumpuan

$M_u = 452694250 \text{ Nmm}$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{452694250}{0,9} = 502993611,1 \text{ Nmm}$

$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{502993611,1}{650 \times 776^2} = 1,28$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,28}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00328\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00328 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

#### Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 650 \times 776 = 1765,4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1765,4}{380,1} = 4,6 \approx 6 \text{ buah}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ( $A_s = 2280,6 \text{ mm}^2$ )

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned}S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi_v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{650 - (2 \times 50) - (13) - (6 \times 22)}{(6 - 1)} \\ &= \mathbf{81 > 25 \text{ mm}}\end{aligned}$$

Jarak antar tulangan 2 lapis

$$\begin{aligned}S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi_v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{650 - (2 \times 50) - (13) - (4 \times 22)}{(4 - 1)} \\ &= \mathbf{149,66 > 25 \text{ mm}} \quad (\text{memenuhi})\end{aligned}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1765,4 = 882,7 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

4D22 ( $A_s = 1520,4 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2280,6 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 650)} = 55,037 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{55,037}{0,84} = 65,52$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (776 - 65,52)}{65,52} = 0,0325 > 0,005 \text{ OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 2280,6 \times 400 \times \left(776 - \frac{55,037}{2}\right) \\ &= 614515287,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left(d - \frac{1,25a}{c}\right) \\ &= 1,25 \times 2280,6 \times 400 \times \left(776 - \frac{1,25 \times 55,037}{65,52}\right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 8836575480,7 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$614515287,2 > 452694250 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) dengan  $A_s = 1820,808 \text{ mm}^2$  atau 4D22 + 2D22.

## • Penulangan Lapangan

$$M_u = 247246497 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{247246497}{0,9} = 274718330 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{274718330}{650 \times 776^2} = 0,701$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,701}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00178 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00178 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{min}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

#### Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 650 \times 776 = 1765,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1765,4}{380,1} = 4,6 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ( $A_s = 2280,6 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{650 - (2 \times 50) - (13) - (6 \times 22)}{(6 - 1)} \\ &= 81 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1765,4 = 882,7 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D22 ( $A_s = 1140,3 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As_{pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2280,6 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 650)} = 55,037 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{55,037}{0,84} = 65,52$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (776 - 65,52)}{65,52} = 0,0325 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_{s_{pasang}} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 2280,6 \times 400 \times \left(776 - \frac{55,037}{2}\right) \\ &= 614515287,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_{s_{pasang}} \times f_y \times \left(d - \frac{1,25a}{c}\right) \\ &= 1,25 \times 2280,6 \times 400 \times \left(776 - \frac{1,25 \times 55,037}{65,52}\right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 883675480,7 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$614515287,2 > 247246497 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan

- Tulangan atas = 6D22 ( $A_s = 2281,18 \text{ mm}^2$ )  
 Tulangan bawah = 4D22 ( $A_s = 1521,12 \text{ mm}^2$ )
- Akibat momen lapangan
 

Tulangan atas = 3D22 ( $A_s = 1140,3 \text{ mm}^2$ )  
 Tulangan bawah = 6D22 ( $A_s = 2280,6 \text{ mm}^2$ )

## **Penulangan Geser dan Torsi**

### **a. Penulangan Geser**

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 776/4 = 194 \text{ mm}$
- $s < 6\phi$  tulangan lentur =  $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 776/2 = 388 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin  $M_{pr}$  bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai :

$$M_{pr1} = 88367,5 \text{ kgm}$$

$$M_{pr2} = 88367,5 \text{ kgm}$$

$$l_n = 9 - 1,1 = 7,9 \text{ m}$$

Beban terbagi rata ( $W$ )



Dari perhitungan bab sebelumnya didapat :

Beban mati : 2995,78 kg/m

Beban hidup : 660,58 kg/m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= 1,2D + 1L = (1,2 \times 2995,78) + (1 \times 660,58)$$

$$= 4255,516 \text{ kg/m}$$

$$V_e = \frac{88367,5 + 88367,5}{7,9} + \frac{4255,516 \times 7,9}{2}$$

$$V_e = 39180,7882 \text{ kg} = 391807,882 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_c'} b_w d = 0,17 \sqrt{30} \times 650 \times 850 = 514448,412 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ ( SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3 )}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{391807,882}{0,75} - 514448,412$$

$$V_s = 7962,097$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{aktual}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 776}{7962,097} = 108,783 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **Ø13-100** mm sepanjang  $2h = 2 \times 850 = 1700$  mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom dan **Ø13-200** mm pada daerah luar sendi plastis.

## b. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5)}$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

- $T_n$  = Kuat momen torsi ( $T_c + T_s > T_{umin}$ )  
 $T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser  
 $T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton  
 $A_o$  = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm  
 $A_t$  = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak  $s$ , mm<sup>2</sup>  
 $F_{yv}$  = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa  
 $s$  = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- $\phi$  = Faktor reduksi kekuatan  
 $f'_c$  = Kuat tekan beton, Mpa  
 $\lambda$  = 1,0 (beton normal)  
 $A_{cp}$  = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>  
 $P_{cp}$  = Keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 650/850 mm

$T_u$  = 33535340,94 Nmm (output SAP)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum  $T_u$  dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33\lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$33535340,94 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \left( \frac{(650 \times 850)^2}{(650 + 850) \times 2} \right)$$

$$33535340,94 < 137936480,5 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

#### a. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$

#### b. Kontrol retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan.

$f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,

$f_s$  dapat diambil  $0,6 f_y$

$$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat

batang tulangan ( decking +  $\frac{1}{2}$  jari-jari tulangan )

$$d_c = 60 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 84 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (pada hal ini diambil selebar 1 m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

$$A = \frac{d_c \times b}{n} = \frac{84 \times 650}{3} = 18200 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

$$Z = 240 \times \sqrt{0,084 \times 0,00182}$$

$$Z = 2,96 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \quad \dots \text{OK}$$

### 7.2.1.3 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Eksterior 65/85 Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik ( kiri-kanan ) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'_c$ )	= 30 MPa
Mutu baja ( $f_y$ ) tulangan	= 400 MPa
Dimensi balok induk	= 65/85 cm
Panjang balok induk	= 9 m
Tebal <i>decking</i>	= 50 mm
Diameter tulangan utama	= 22 mm
Diameter sengkang	= 13 mm

$$d = 850 - 50 - 13 - (0,5 \square 22) = 776 \text{ mm}$$

$$d' = 50 + 13 + (0,5 \times 22) = 74 \text{ mm}$$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\rho_{\min} = 0,00412$$

Dari hasil analisa SAP2000 didapat nilai momen pada As B-2 sebagai berikut :

$$M \text{ tumpuan} = - 452694250 \text{ Nmm}$$

$$M \text{ lapangan} = +247246497 \text{ Nmm}$$

- **Penulangan Tumpuan**

$$M_u = 452694250 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{452694250}{0,9} = 502993611,1 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{502993611,1}{650 \times 776^2} = 1,28$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,28}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00328 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00328 < \rho_{\min} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 650 \times 776 = 1765,4 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}}$$

$$= \frac{1765,4}{380,1} = 4,6 \approx 6 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ( $A_s = 2280,6 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{650 - (2 \times 50) - (13) - (6 \times 22)}{(6 - 1)}$$

$$= 81 > 25 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan 2 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{650 - (2 \times 50) - (13) - (4 \times 22)}{(4 - 1)}$$

$$= 149,66 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

#### Tulangan lentur tekan

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 1765,4 = 882,7 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

4D22 ( $As = 1520,4 > As'$ ) ..... OK

#### Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2280,6 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 650)} = 55,037 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{55,037}{0,84} = 65,52$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (776 - 65,52)}{65,52} = 0,0325 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\phi M_n = \phi \times As_{\text{pasang}} \times f_y \times d - \frac{a}{2}$$

$$= 0,9 \times 2280,6 \times 400 \times (776 - \frac{55,037}{2})$$

$$= 614515287,2 \text{ Nmm}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left( d - \frac{1,25a}{c} \right) \\ &= 1,25 \times 2280,6 \times 400 \times \left( 776 - \frac{1,25 \times 55,037}{65,52} \right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 8836575480,7 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$614515287,2 > 452694250 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) dengan  $A_s = 1820,808 \text{ mm}^2$  atau 4D22 + 2D22.

- **Penulangan Lapangan**

$$M_u = 247246497 \text{ Nmm}$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{247246497}{0,9} = 274718330 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times 10^6} = \frac{274718330}{650 \times 776^2} = 0,701$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,701}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00178 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00178 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{min}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 650 \times 776 = 1765,4 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{ perlu}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1765,4}{380,1} = 4,6 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ( $A_s = 2280,6 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{650 - (2 \times 50) - (13) - (6 \times 22)}{(6 - 1)} \\ &= 81 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1765,4 = 882,7 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D22 ( $A_s = 1140,3 > A_s'$ ) ..... OK

#### Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2280,6 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 650)} = 55,037 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{55,037}{0,84} = 65,52$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (776 - 65,52)}{65,52} = 0,0325 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana



$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\
 &= 0,9 \times 2280,6 \times 400 \times \left(776 - \frac{55,037}{2}\right) \\
 &= 614515287,2 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left(d - \frac{1,25a}{c}\right) \\
 &= 1,25 \times 2280,6 \times 400 \times \left(776 - \frac{1,25 \times 55,037}{65,52}\right)
 \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 883675480,7 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$614515287,2 > 247246497 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan
  - Tulangan atas = 6D22 ( $A_s = 2281,18 \text{ mm}^2$ )
  - Tulangan bawah = 4D22 ( $A_s = 1521,12 \text{ mm}^2$ )
- Akibat momen lapangan
  - Tulangan atas = 3D22 ( $A_s = 1140,3 \text{ mm}^2$ )
  - Tulangan bawah = 6D22 ( $A_s = 2280,6 \text{ mm}^2$ )

### **Penulangan Geser dan Torsi**

#### **c. Penulangan Geser**

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 776/4 = 194 \text{ mm}$
- $s < 6\phi \text{ tulangan lentur} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 776/2 = 388 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin  $M_{pr}$  bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai :

$$M_{pr1} = 88367,5 \text{ kgm}$$

$$M_{pr2} = 88367,5 \text{ kgm}$$

$$L_n = 9 - 1,1 = 7,9 \text{ m}$$

Beban terbagi rata (W)

Dari perhitungan bab sebelumnya didapat :

$$\text{Beban mati} : 2995,78 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup} : 660,58 \text{ kg/m}$$

Beban terbagi rata ultimate ( $W_u$ )

$$= 1,2D + 1L = (1,2 \times 2995,78) + (1 \times 660,58)$$

$$= 4255,516 \text{ kg/m}$$

$$V_e = \frac{88367,5 + 88367,5}{7,9} + \frac{4255,516 \times 7,9}{2}$$

$$V_e = 39180,7882 \text{ kg} = 391807,882 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{f_c'} b_w d = 0,17\sqrt{30} \times 650 \times 850 = 514448,412 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ ( SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3 )}$$

$$V_s = \frac{V_c}{\phi} - V_c = \frac{391807,882}{0,75} - 514448,412$$

$$V_s = 7962,097$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{aktual}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 776}{7962,097} = 108,783 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **Ø13-100** mm sepanjang  $2h = 2 \times 850 = 1700$  mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom dan **Ø13-200** mm pada daerah luar sendi plastis.

#### d. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

$T_n$  = Kuat momen torsi ( $T_c + T_s > T_{umin}$ )

$T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

$T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton

$A_o$  = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm

$A_t$  = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak  $s$ , mm<sup>2</sup>

$F_{yv}$  = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa

$s$  = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\phi 0,083\lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

$\phi$  = Faktor reduksi kekuatan

$f'_c$  = Kuat tekan beton, Mpa

$\lambda$  = 1,0 (beton normal)

$A_{cp}$  = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>

$P_{cp}$  = Keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 650/850 mm

$T_u$  = 33535340,94 Nmm (output SAP)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum  $T_u$  dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33\lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$33535340,94 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \left( \frac{(650 \times 850)^2}{(650 + 850) \times 2} \right)$$

$$33535340,94 < 137936480,5 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

### c. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$

#### d. Kontrol retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai  $Z$  yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan.

$f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,

$f_s$  dapat diambil  $0,6 f_y$

$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan ( decking +  $\frac{1}{2}$  jari-jari tulangan )

$d_c = 60 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 84 \text{ mm}$

$A$  = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (pada hal ini diambil selebar 1 m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

$$A = \frac{d_c \times b}{n} = \frac{84 \times 650}{3} = 18200 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

$$Z = 240 \times \sqrt{0,084 \times 0,00182}$$

$$Z = 2,96 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \quad \dots \text{OK}$$

#### 7.2.1.4 Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Interior 60/80 Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep tributari area. Berikut ini merupakan beban merata ( $q$ ) yang terjadi pada balok :

##### **Beban mati**

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

##### **Beban hidup**

$$\text{Beban pekerja} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dimensi balok induk sebelum komposit} = 60/66$$

$$\text{Bentang balok induk} = 8,5 \text{ meter}$$

##### **a). Pelat dalam kondisi sebelum terdapat overtopping**

Pada kondisi sebelum komposit, balok hanya menerima beban mati dan beban hidup dari pelat pracetak, balok anak, dan berat dari balok induk itu sendiri.

##### **Beban pada balok anak**

$$L_x = 425 - \left( \frac{65}{2} + \frac{50}{2} \right) = 367,5 \text{ cm}$$

$$l_y = 900 - \left( \frac{60}{2} + \frac{60}{2} \right) = 840 \text{ cm}$$

##### ▪ **Beban mati**

$$\text{Berat balok anak} = 0,5 \times 0,7 \times 2400 = 840 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat ekuivalen} = 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 3,675 \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{3,675}{8,4} \right)^2 \right)$$

$$= 660,58 \text{ kg/m}$$

Total beban mati balok anak (Qd)

$$= 840 + 660,58 = 1500,58 \text{ kg/m}$$

▪ Beban hidup

$$\text{Berat ekivalen pelat} = 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right)$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 3,675 \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{3,675}{8,4} \right)^2 \right)$$

$$= 660,58 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$= 1,2 (1500,58) + 1,6 (660,58) = 2857,624 \text{ kg/m}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat ( $P_D$ ) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 2857,624 \text{ kg/m} \square 4,5 \text{ m} = 12859,308 \text{ kg}$$

**Beban pada balok induk**

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

$$\text{Berat balok induk} = 0,6 \square 0,66 \square 2400 = 950,4 \text{ kg/m}$$

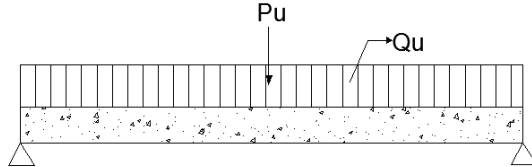
$$\text{Berat ekivalen pelat} = 2 \times \frac{1}{4} \times q \times l_x$$

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times 192 \times 3,675$$

$$= 352,8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total beban mati balok induk (Qd)} = 950,4 + 352,8 = 1303,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2D \\
 &= 1,2 \square 1303,2 \\
 &= 1563,84 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$



**Gambar 7.2** Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit

$$\begin{aligned}
 M_u &= \left( \frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times P_u \times L \right) \\
 &= \left( \frac{1}{8} \times 1563,84 \times 8,5^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times 12859,308 \times 8,5 \right) \\
 &= 41449,459 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

### c) Perhitungan Tulangan Lentur

#### ↳ Data Perencanaan

Dimensi Balok Induk	= 60/80
Bentang Balok Induk	= 8,5 m
Diameter Tulangan utama	= 22 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
Tebal <i>decking</i>	= 50 mm
$\rho_{\min}$	= 0,0035
dx	= $800 - 140 - 50 - 13 - (\frac{1}{2} \square \square 22) = 586 \text{ mm}$
Mu	= 41449,459 kgm = 414494590 Nmm

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

#### ↳ Penulangan Lentur

Dipakai  $\emptyset = 0,9$



$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{414494590}{0,9} = 460549544,4 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{460549544,4}{600 \times 586^2} = 2,235$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,235}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00585 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00585 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00585 \times 600 \times 586 = 2056,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{SD22}} \\ &= \frac{2056,86}{380,1} = 5,4 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ( $A_s = 2280,6 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{600 - (2 \times 50) - (13) - (6 \times 22)}{(6 - 1)} \\ &= 71 > 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2280,6 = 1140,3 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan  
4D22 ( $A_s = 1520,4 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2280,6 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 600)} = 59,62 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{59,62}{0,84} = 70,98$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (586 - 70,98)}{70,98} = 0,0267 > 0,005 \text{ OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 2280,6 \times 400 \times \left(586 - \frac{59,62}{2}\right) \\ &= 456640889 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left(d - \frac{1,25a}{c}\right) \\ &= 1,25 \times 2280,6 \times 400 \times \left(586 - \frac{1,25 \times 59,62}{70,98}\right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 667018549,3 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$456640889 > 414494590 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

### 7.2.1.5 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior 60/80 Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik ( kiri-kanan ) yang

akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'c$ )	= 30 MPa
Mutu baja ( $f_y$ ) tulangan	= 400 MPa
Dimensi balok induk	= 60/80 cm
Panjang balok induk	= 8,5 m
Tebal <i>decking</i>	= 50 mm
Diameter tulangan utama	= 22 mm
Diameter sengkang	= 13 mm
$d = 800 - 50 - 13 - (0,5 \times 22)$	$= 726 \text{ mm}$
$d' = 50 + 13 + (0,5 \times 22)$	$= 74 \text{ mm}$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\rho_{\min} = 0,00585$$

Dari hasil analisa SAP2000 didapat nilai momen pada As B-2 sebagai berikut :

M tumpuan	= - 452694250 Nmm
M lapangan	= +247246497 Nmm

### • Penulangan Tumpuan

$$M_u = 452694250 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{452694250}{0,9} = 502993611,1 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times d^2} = \frac{502993611,1}{400 \times 726^2} = 2,385$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,385}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00627$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00627 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

#### Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00627 \times 400 \times 726 = 1820,808 \text{ mm}^2 \\ n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1820,808}{380,1} = 4,79 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ( $A_s = 2281,6 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (13) - (6 \times 22)}{(6 - 1)} \\ &= \mathbf{31 < 25 \text{ mm}} \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan 2 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (13) - (4 \times 22)}{(4 - 1)} \\ &= \mathbf{66,33 > 25 \text{ mm}} \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1820,808 = 910,404 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

$$4D22 (A_s = 1521,12 > A_s') \dots \text{OK}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As_{pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1820,808 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 400)} = 71,404 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{71,404}{0,84} = 85,004$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (726 - 85,004)}{85,004} = 0,0226 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A s_{pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1820,808 \times 400 \times \left(726 - \frac{71,404}{2}\right) \\ &= 452484043,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A s_{pasang} \times f_y \times \left(d - \frac{1,25a}{c}\right) \\ &= 1,25 \times 1820,808 \times 400 \times \left(726 - \frac{1,25 \times 71,404}{85,004}\right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 659997371,2 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$453484043,5 > 452694250 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) dengan  
 $A_s = 1820,808 \text{ mm}^2$  atau 4D22 + 2D22.

- **Penulangan Lapangan**

$$M_u = 247246497 \text{ Nmm}$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{247246497}{0,9} = 274718330 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{274718330}{400 \times 726^2} = 1,303$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,303}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00334 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00334 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{min}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

#### Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 400 \times 726 = 1016,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1016,4}{380,28} = 2,67 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D22 ( $A_s = 1140,84 \text{ mm}^2$ )

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (13) - (4 \times 22)}{(4 - 1)} \\ &= 66,33 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1016,4 = 508,2 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D22 ( $A_s = 760,56 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As_{pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1016,4 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 400)} = 39,858 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{39,858}{0,84} = 47,45$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (726 - 47,45)}{47,45} = 0,042 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s_{pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1016,4 \times 400 \times (726 - \frac{39,858}{2}) \\ &= 258354203,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_s_{pasang} \times f_y \times \left( d - \frac{1,25a}{c} \right) \\ &= 1,25 \times 1016,4 \times 400 \times \left( 726 - \frac{1,25 \times 39,858}{47,45} \right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 368419590 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$258354203,2 > 247246497 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan

$$\text{Tulangan atas} = 6D22 (A_s = 2281,18 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tulangan bawah} = 4D22 (A_s = 1521,12 \text{ mm}^2)$$

- Akibat momen lapangan

Tulangan atas = 2D22 ( $A_s = 760,56 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah = 4D22 ( $A_s = 1521,12 \text{ mm}^2$ )

## **Penulangan Geser dan Torsi**

### **e. Penulangan Geser**

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 726/4 = 181,5 \text{ mm}$
- $s < 6\phi$  tulangan lentur =  $6 \times 22 = 1322 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 726/2 = 363 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin  $M_{pr}$  bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai :

$M_{pr1} = 65999,7 \text{ kgm}$

$M_{pr2} = 36841,9 \text{ kgm}$

$L_n = 6,5 - 1,1 = 5,40 \text{ m}$

Beban terbagi rata ( $W$ )

Dari perhitungan bab sebelumnya didapat :

Beban mati : 2880,85 kg/m

Beban hidup : 708,85 kg/m



Beban terbagi rata ultimate ( $W_u$ )

$$= 1,2D + 1L = (1,2 \times 2880,85) + (1 \times 708,85)$$

$$= 4165,87 \text{ kg/m}$$

$$V_e = \frac{65999,7 + 36841,9}{7,6} - \frac{4165,87 \times 7,6}{2}$$

$$V_e = 55017,012 \text{ kg} = 550170,12 \text{ N}$$

$$V_e = \frac{65999,7 + 36841,9}{7,6} + \frac{4165,87 \times 7,6}{2}$$

$$V_e = 86677,624 \text{ kg} = 866776,24 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{f_c'} b_w d = 0,17\sqrt{30} \times 600 \times 800 = 446941,6 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{866776,24}{0,75} - 446941,6 = 708760,053 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{aktual}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 726}{708760,053} = 108,783 \text{ mm}$$

$\therefore$  Dipasang **Ø13-100** mm sepanjang  $2h = 2 \times 800 = 1600$  mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom dan **Ø13-200** mm pada daerah luar sendi plastis.

#### f. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5)}$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

- $T_n$  = Kuat momen torsi ( $T_c + T_s > T_{umin}$ )  
 $T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser  
 $T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton  
 $A_o$  = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm  
 $A_t$  = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak  $s$ , mm<sup>2</sup>  
 $F_{yv}$  = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa  
 $s$  = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- $\phi$  = Faktor reduksi kekuatan  
 $f'_c$  = Kuat tekan beton, Mpa  
 $\lambda$  = 1,0 (beton normal)  
 $A_{cp}$  = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>  
 $P_{cp}$  = Keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 600/800 mm

$T_u$  = 33535340,94 Nmm (output SAP)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI

2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum  $T_u$  dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$33535340,94 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \left( \frac{(600 \times 800)^2}{(600 + 800) \times 2} \right)$$

$$21331581,45 < 743650,74 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

#### e. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$

#### f. Kontrol retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai  $Z$  yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan.

$f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,

$f_s$  dapat diambil  $0,6 f_y$

$$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan ( decking +  $\frac{1}{2}$  jari-jari tulangan )

$$d_c = 60 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 84 \text{ mm}$$

$A$  = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (pada hal ini diambil selebar 1 m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

$$A = \frac{d_c \times b}{n} = \frac{84 \times 600}{3} = 16800 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

$$Z = 240 \times \sqrt{0,084 \times 0,00168}$$

$$Z = 2,85 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \quad \dots \text{OK}$$

### Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

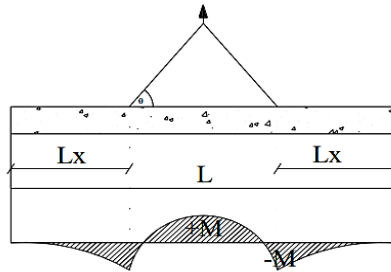
Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$

### 7.2.2 Pengangkatan Elemen Balok Induk

Balok induk dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



**Gambar 7.3** Momen Saat Pengangkatan Balok Induk

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L x \operatorname{tg} \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L x \operatorname{tg} \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Yb} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L x \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

↪ **Kondisi sebelum komposit**

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

$$L = 900 \text{ cm}$$

Perhitungan :

$$Y_t = Y_b = \frac{(85 - 14)}{2} = 35,5 \text{ cm}$$

$$Y_c = 35,5 + 5 = 40,50 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 40,5}{900 \times \operatorname{tg} 45^0}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{35,5}{35,5} \left( 1 + \frac{4 \times 40,5}{900 \times \operatorname{tg} 45^0} \right)} \right)} = 0,238$$

$$X \times L = 0,238 \times 900 = 214,2 \text{ cm} = 2,14 \text{ m}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 9 - 2 \times (2,14) = 4,72 \text{ m}$$



**Gambar 7.4** Letak Titik Pengangkatan

**a. Pembebanan**

$$\text{Balok } (0,65 \times 0,71 \times 9 \times 2400) = 9968,4 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} T \sin \phi &= P = \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 9968,4}{2} \\ &= 7177,248 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T = \frac{7177,248}{\sin 45^0} = 10151,69 \text{ kg}$$

**b. Tulangan Angkat Balok Induk**

$$P_u = 10151,69 \text{ kg}$$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  adalah  $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4000/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{10151,69}{2666,67 \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq 1,212 \text{ cm} = 12,1 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan  $\varnothing 13 \text{ mm}$

### c. Momen yang Terjadi

- Pembebanan

$$\text{Balok } (0,65 \times 0,71 \times 2400) = 1107,6 \text{ kg/m}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

- Momen lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$+M = \left( \frac{1107,6 \times 9^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0,238 + \frac{4 \times 0,405}{9 \times \tan 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 3068,27 \text{ kgm}$$

- Momen tumpuan

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$-M = \left( \frac{1107,6 \times 0,238^2 \times 9^2}{2} \right) \times 1,2 = 3049,11 \text{ kgm}$$

### d. Tegangan yang Terjadi

- Lapangan

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{3068,27 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 650 \times 710^2}$$

$$= 0,561 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,83 \text{ MPa} \quad \text{.....OK}$$

- Tumpuan

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{3049,11 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 650 \times 710^2}$$

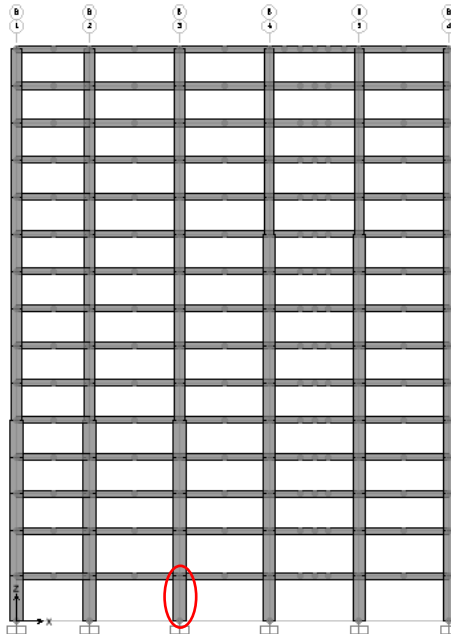
$$= 0,558 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,83 \text{ MPa} \quad \dots \text{OK}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai  $f'$  akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai  $f'_{r_{ijin}}$  usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

### 7.3. Perencanaan Kolom

#### 7.3.1 Perencanaan Kolom Interior Lantai Dasar





**Gambar 7.5** Potongan Rangka Struktur

Pada perencanaan Tugas Akhir ini, kolom yang diperhitungkan diambil pada kolom interior lantai 1. Data kolom perencanaan dimensi kolom tersebut adalah sebagai berikut :

- Mutu Beton : 30 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 500 Mpa (1,25 fy)
- Dimensi Kolom : 130/130 cm
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang ( $\phi$ ) : 13 mm
- $d = h - \text{selimut} - \phi - 0,5D$   
 $= 1400 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 1234,5 \text{ mm}$

Dengan menggunakan *software SAP2000* diperoleh Besarnya gaya pada kolom atas adalah sebagai berikut:

**Tabel 7.1** Gaya Dalam Kolom

Kombinasi	Aksial kN	Mx kN.m	My kN.m
1,4D	11231,493	1,858	219,253
1,2D + 1,6L	14208,497	1,932	283,854
1,2D + 1L + 1Ex	12691,665	1317,725	278,714
1,2D + 1L + 1Ey	13116,374	368,267	977,641
0,9D + 1Ex	7421,477	1319,348	285,622
0,9D + 1Ey	7846,186	369,890	1027,424

### 7.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Sesuai dengan persyaratan pada SNI 2847:2013 komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang melebihi  $A_g \cdot f'_c / 10$ , harus memenuhi ketentuan pada pasal 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.

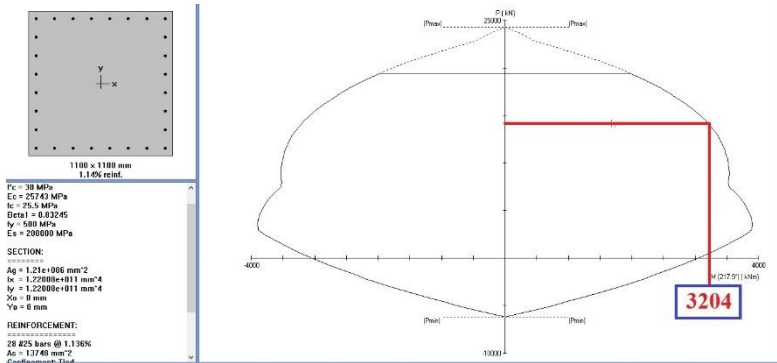
$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial terfaktor} &\leq A_g \times \frac{f'_c}{10} \\
 &\leq 1300 \times 1300 \times \frac{30}{10} \\
 &\leq 5070000 \text{ N} = 5070 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisa dengan menggunakan program bantu SAP 2000 didapat gaya aksial tekan terfaktor yang terbesar adalah 14208,497 kN. Karena beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur telah melebihi  $A_g \times \frac{f'_c}{10}$ , maka pasal tersebut di atas berlaku.

- Ukuran penampang terpendek 00 mm > 300 mm (Ok)
- Ratio  $b/h = 1300/1300 = 1 > 0,4$  (Ok)

### 7.3.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Dari hasil analisa dengan program bantu SAP 2000 didapat data beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu SpColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom yaitu sebagai berikut :



**Gambar 7.6** Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom

Berdasarkan hasil tersebut, kolom memerlukan tulangan memanjang (longitudinal) sebanyak 28D25 ( $\rho = 1,14 \%$ ). Kebutuhan  $\rho$  tersebut telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 10.9.1 yaitu antara 1% - 8%. Dari hasil analisis kolom menggunakan program bantu SpColumn, didapat hasil analisa sebagai berikut :

- Rasio tulangan longitudinal = 1,14 %
- Penulangan 28D25 =  $A_s : 13748 \text{ mm}^2$
- $I_x$  =  $1,22 \times 10^{11} \text{ mm}^4$
- $I_y$  =  $1,22 \times 10^{11} \text{ mm}^4$
- $A_g$  =  $1,21 \times 10^6 \text{ mm}^2$

### 7.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}\phi P_n (\max) &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 30 \times (1,21 \times 10^6 - 13748) + 500 \times 13748] \\ &= 18721885,52 \text{ N} \\ &= 19435,91 \text{ kN} > 14208,497 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}\end{aligned}$$

jadi, tulangan memanjang **28 D25** dapat digunakan.

### 7.3.5 Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana Ve

➤ Geser pada kolom :

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 gaya geser desain,  $V_e$  ditentukan sebagai berikut :

$$V_e = \frac{(2 \times M_{pr})}{L_n}$$

$M_{pr}$  adalah kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan properti komponen struktur pada muka *joint* yang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit **1,25  $f_y$**  dan faktor reduksi kekuatan  $\phi$  sebesar 1,0 Nmm. Sehingga nilai  $f_y$  untuk analisa geser sebesar  $1,25 \square f_y = 1,25 \square 400 = 500 \text{ Mpa}$

Dari hasil analisa menggunakan SpColumn diperoleh  $M_{pr} = 3204 \text{ kNm}$

Panjang bentang bersih ( $L_n$ ) :  $3,325 - 0,9 = 2,425 \text{ m}$

$$V_e = \frac{(2 \times 3204)}{2,425} = 2642,47 \text{ kN}$$

➤ Geser pada balok :

$$V = 615016,68 \text{ N} = 615,017 \text{ kN (telah dihitung sebelumnya)}$$

$$V_e > V$$

$$2642,47 \text{ kN} > 615,017 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

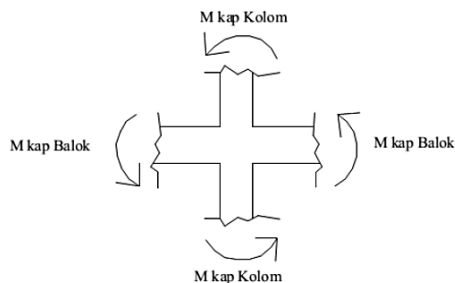
Nilai gaya geser diambil nilai terbesar dari kedua nilai di atas sehingga diambil nilai gaya geser sebesar 2464.61 kN.

### 7.3.6 Persyaratan ‘Strong Column Weak Beam’

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana  $\sum M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\sum M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok. Perlu diperhatikan bahwa  $M_{nc}$  harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*.



**Gambar 7.7** Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

$$\sum M_{nc} = 0,7 \times (3204 + 3204) = 4485,6 \text{ kNm}$$

Nilai  $M_g$  dicari dari jumlah  $M_{nb+}$  dan  $M_{nb-}$  balok yang menyatu dengan kolom didapat dari  $M_n$  pada penulangan balok interior dimana diperoleh :

$$M_{nb+} = 1628,34 \text{ kNm}$$

$$M_{nb-} = 925,98 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nb} = 0,85 \times (1628,34 + 925,98) = 2171,18 \text{ kNm}$$

Maka :

$$\begin{aligned}\sum M_{nc} &\geq (1,2) \sum M_{nb} \\ 4485,6 \text{ kNm} &> 1,2 \times 2171,18 \text{ kNm} \\ 4485,6 \text{ kNm} &> 2605,41 \text{ kNm} \quad \dots\text{OK}\end{aligned}$$

### 7.3.7 Pengekangan Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1 panjang  $l_0$  tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

$$\begin{aligned}L_0 &\geq h = 1300 \text{ mm} \\ &\geq \frac{1}{6} \times l_n = \frac{1}{6} \times 2425 = 404,167 \text{ mm} \\ &\geq 450 \text{ mm}\end{aligned}$$

$\therefore$  Maka,  $l_0$  pakai adalah 1400 mm

Untuk jarak begel (s) berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 tidak boleh melebihi yang terkecil dari : (diamater pakai sengkang 13 mm)

$$\begin{aligned}\frac{1}{4} \times b &= \frac{1}{4} \times 850 = 212,5 \text{ mm} \\ 6 \times dl &= 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \\ 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) &= 100 + \left( \frac{350 - 0,5 \times (1300 - 2 \times (40 + 13/2))}{3} \right) = 15,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dimana  $S_o$  tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

Untuk  $A_{sh_{min}}$  sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{s b_c f_c'}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f_c'}{f_{yt}}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

B<sub>c</sub> = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A<sub>g</sub> = luasan penampang kolom (mm<sup>2</sup>)

A<sub>ch</sub> = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F<sub>yt</sub> = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan asumsi bahwa s = 100 mm, f<sub>yt</sub> = 400 Mpa, selimut beton = 40 mm dan D<sub>s</sub> = 13 mm

$$b_c = 0,5b - 0,5d' - d_s = 650 - 0,5 \times 13 - 40 = 565 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (1300 - 40)^2 = 1587600 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{100 \times 565 \times 30}{500} \left[ \left( \frac{1690000}{1587600} \right) - 1 \right] = 65,59 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{100 \times 565 \times 30}{500} = 305,1 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 530,66 \text{ mm}^2 > A_{sh} \text{ min} = 271,89 \text{ mm}^2$$

Untuk memenuhi syarat diatas dipasang 4D13 – 100 (A<sub>sh</sub> = 530,93 mm<sup>2</sup> > 271,89 mm<sup>2</sup>). Mengingat beban aksial terfaktor kolom minimal 14208,497 kN > 3630 kN, maka Nilai V<sub>c</sub> diambil sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.2

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{14208497}{14 \times 1690000} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 1300 \times 1234,5$$

$$V_c = 2391703,413 N = 2391,703 kN$$

Berdasarkan  $A_v$  4D13 = 530,93 mm<sup>2</sup> dan s terpasang = 150 mm

$d = h \text{ kolom} - d' - \varnothing \text{ sengkang} - \frac{1}{2} dl$

$$d = 1300 - 40 - 13 - \frac{1}{2} 25$$

$$d = 1234,5 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$V_s = \frac{530,93 \times 500 \times 1234,5}{150} = 2184776,95 N = 2184,776 kN$$

$$V_n = V_s + V_c = 2391,703 + 2184,776 = 4576,48 \text{ kN}$$

Maka  $\phi(V_s + V_c)$

$$= 0,75(2391,703 + 2184,776) = 3432,36 \text{ kN} > V_u = 615,017 \text{ kN}$$

Ini berarti  $A_{sh}$  terpasang di  $L_0$  dengan  $s = 100 \text{ mm}$  cukup untuk menahan geser. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$S < \frac{1}{4} \times d = \frac{1}{4} \times 1234,5 = 308,625 \text{ mm}$$

$$< 6 \times dl = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$< 150 \text{ mm}$$

$\therefore$  spasi sengkang pakai = 100 mm

#### ➤ Tulangan Angkat Kolom

$$L_n = 3,325 - 0,6 = 2,725 \text{ m}$$

$$\text{Beban Kolom} = 1,3 \times 1,3 \times 2,725 \times 2400 = 11052,6 \text{ kg}$$

$$\text{Koefisien kejut (k)} = 1,2$$

$$P_u = 1,2 \times 11052,6 = 13263,12 \text{ kg}$$



Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  adalah  $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4000/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{Pu}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{13263,12}{2666,67 \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 1,25 \text{ cm} = 12,5 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan  $\phi 13 \text{ mm}$

#### ➤ Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 berikut :

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

Dimana :

$$\Psi_t = 1 ; \Psi_e = 1 ; \Psi_s = 1$$

$$\lambda = 1$$

$$K_{tr} = 0 \rightarrow \text{penyederhanaan desain}$$

$$c = 40 + d_s + \frac{1}{2}d_l$$

$$= 40 + 13 + \frac{1}{2} 25 = 65,5 \text{ mm}$$

$$l_d = \left( \frac{500}{1,1 \times 1 \times \sqrt{30}} \frac{1 \times 1 \times 1}{\left( \frac{65,5 + 0}{25} \right)} \right) \times 25$$

$$l_d = 791,87 \text{ mm} \approx 800 \text{ mm}$$

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.7.2 sambungan lewatan tulangan ulir dan kawat ulir  $l_d \geq 200\text{mm}$ , maka

$$L_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$800 \geq 200 \text{ mm} \text{ .....OK}$$

## BAB VIII

### PERENCANAAN SAMBUNGAN

#### 8.1 Umum

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup rumit. Untuk sambungan basah dalam daerah *joint*, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton *topping*. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat *topping* agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Dalam pelaksanaan kontruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau *service ability*, kekuatan dan produksi. Faktor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

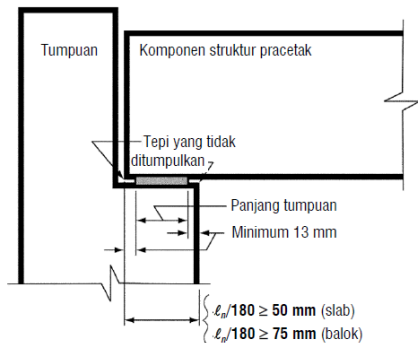
Baik sambungan cor setempat maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah

dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat ( *cast in situ* ).

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 16.6.2.2, adalah

- $D = 1/180 L_n$
- Untuk slab masif atau inti berongga (*hollow-core*) 50 mm
- Untuk balok atau komponen struktur bertangkai (*stemmed*) 75 mm

Dimana  $L_n$  = bentang bersih elemen pracetak

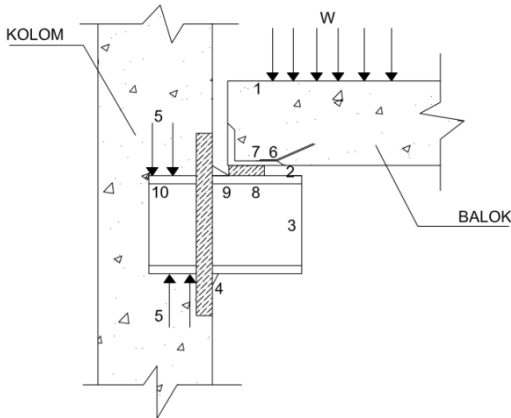


**Gambar 8.1** Panjang Tumpuan pada Tumpuan

## 8.2 Konsep Desain Sambungan

### 8.2.1 Mekanisme Pemindahan Beban

Tujuan dari sambungan adalah memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam. Untuk menjelaskan mekanisme pemindahan beban, diambil contoh seperti gambar 8.2 dimana pemindahan beban diteruskan kekolom dengan melalui tahap sebagai berikut :



**Gambar 8.2** Mekanisme Pemindahan Beban

1. Beban diserap pelat dan ditransfer ke perletakan dengan kekuatan geser
2. Perletakan ke *haunch* melalui gaya tekan *pads*
3. *Haunch* menyerap gaya vertikal dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari profil baja.
4. Gaya geser vertikal dan lentur diteruskan ke pelat baja melalui titik las.
5. Kolom beton memberikan reaksi terhadap profil baja yang tertanam.

Mekanisme pemindahan gaya tarik akibat susut, dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Balok beton ke tulangan dengan lekatan / ikatan.
2. Tulangan baja siku di ujung balok diikat dengan las.
3. Baja siku di ujung balok ke *haunch* melalui gesekan di atas dan di bawah *bearing pads*. Sebagian gaya akibat perubahan volume dikurangi dengan adanya deformasi pada *pads*.
4. Sebagian kecil dari gaya akibat perubahan volume dipindahkan melalui las ke pelat baja.
5. Gaya tersebut ditahan oleh perletakan dan diteruskan oleh *stud* ke kolom beton melalui ikatan / lekatan.

### 8.2.2 Klasifikasi Sistem dan Sambungannya

Sistem pracetak didefinisikan dalam dua kategori yaitu lokasi penyambungan dan jenis alat penyambungan :

#### 1. Lokasi penyambungan

Portal daktail dapat dibagi sesuai dengan letak penyambung dan lokasi yang diharapkan terjadi pelelehan atau tempat sendi daktailnya. Simbol-simbol di bawah ini digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dan karakteristik pelaksanaannya.

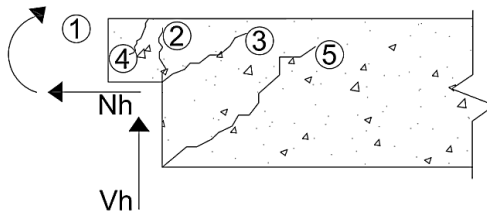
- *Strong*, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- *Sendi*, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi.
- *Daktail*, sambungan elemen-elemen pracetak yang daktail dan berfungsi sebagai pemencar energi.
- Lokasi sendi plastis

#### 2. Jenis alat penyambung

- *Shell pracetak* dengan bagian intinya di cor beton setempat
- *Cold joint* yang diberi tulangan biasa
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint digROUT.
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint tidak digROUT.
- Sambungan-sambungan mekanik

### 8.2.3 Pola-pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing masing pola-pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana dapat dilihat pada gambar 8.3

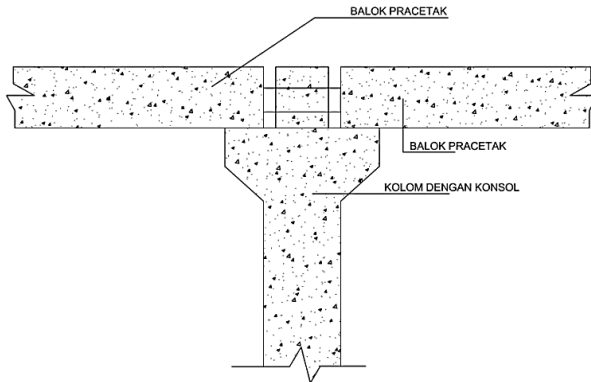


**Gambar 8.3** Model keruntuhan

PCI desain handbook memberikan 5 pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan *dapped-end* dari balok yaitu sebagai berikut :

- 1) Lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
- 2) Tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
- 3) Geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
- 4) Tarik diagonal pada ujung akhir
- 5) Perletakan pada ujung atau tonjolan

Pada tugas akhir ini penulis merencanakan sistem balok pracetak yang mampu menumpu pada kolom dengan bantuan konsol pendek pada saat proses pencapaian penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar-benar monolit (menyatu dan berkesinambungan). Berikut disajikan permodelannya dalam gambar 8.4 berikut ini :



**Gambar 8.4** Model Sambungan Balok pada Konsol Kolom

### 8.3 Penggunaan Topping Beton

Penggunaan topping beton komposit disebabkan karena berbagai pertimbangan. Tujuan utamanya adalah :

- 1) Untuk menjamin agar lantai beton pracetak dapat bekerja sebagai satu kesatuan diafragma horizontal yang cukup kaku.
- 2) Agar penyebaran atau distribusi beban hidup vertical antar komponen pracetak lebih merata.
- 3) Meratakan permukaan beton karena adanya perbedaan penurunan atau camber mereduksi kebocoran air.

Tebal topping umumnya berkisar antara 50 mm sampai 100 mm. Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan baik selama tegangan geser horizontal yang timbul tidak melampaui  $5,50 \text{ kg/cm}^2$ . Bila tegangan geser tersebut dilampaui, maka topping beton tidak boleh dianggap sebagai struktur komposit, melainkan harus dianggap sebagai beban mati yang bekerja pada komponen beton pracetak tersebut. Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal tersebut dapat direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*).



$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \times \mu} \geq A_{vf \text{ min}}$$

dimana :

$A_{vf}$  = luas tulangan geser friksi

$V_n$  = luas geser nominal  $< 0,2 f_c A_c$  (Newton)

$< 5,5 A_c$  (Newton)

$A_c$  = luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

$F_y$  = kuat leleh tulangan

$\mu$  = koefisien friksi (1)

$A_{vf \text{ min}} = 0,018 A_c$  untuk baja tulangan mutu  $< 400 \text{ Mpa}$

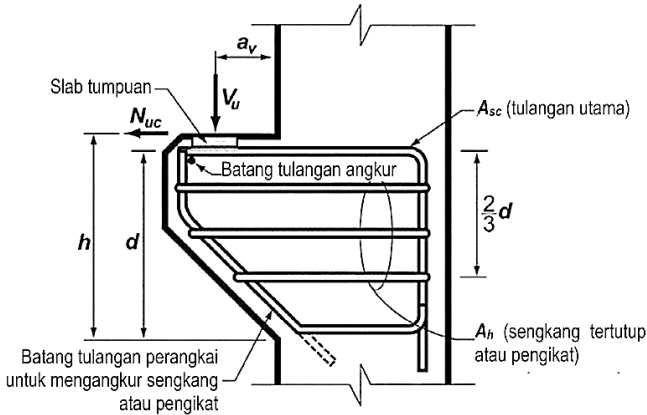
$= 0,018 \square\square 400/f_y$  untuk tulangan  $f_y > 400 \text{ Mpa}$  diukur

pada tegangan leleh 0,35% dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014  $A_c$

## 8.4 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom

### 8.4.1 Perencanaan Konsol pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar 8.3 berikut ini:



**Gambar 8.5** Geometrik Konsol Pendek

Ketentuan SNI 2847:2013 pasal 11.8 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi  $a_v/d$  tidak lebih besar dari satu, dan dikenai gaya tarik horizontal terfaktor,  $N_{uc}$ , tidak lebih besar daripada  $V_u$ . Tinggi efektif  $d$  harus ditentukan di muka tumpuan
2. Tinggi di tepi luar luas tumpuan tidak boleh kurang dari  $0,5d$
3. Penampang di muka tumpuan harus didesain untuk menahan secara bersamaan  $V_u$  suatu momen terfaktor  $V_{ua} + N_{uc}(h-d)$ , dan gaya tarik horizontal terfaktor,  $N_{uc}$ 
  - 1) Dalam semua perhitungan desain yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8,  $\phi$  harus diambil sama dengan 0,75
  - 2) Desain tulangan geser-friksi  $A_{vf}$  untuk menahan  $V_u$  harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.6:
    - a) Untuk beton berat normal,  $V_n$  tidak boleh melebihi yang terkecil dari  $0,2f'_c b_w d$ ,  $(3,3 + 0,08f'_c)b_w d$ , dan  $11 b_w d$ .
    - b) Untuk beton ringan atau ringan pasir,  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil dari  $(0,2 - 0,07 \frac{a}{d}) f'_c b_w d$  dan  $(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}) b_w d$

- c) Tulangan  $A_f$  untuk menahan terfaktor
    - a.  $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$  harus dihitung menurut SNI 2847:2013 pasal 10.2 dan pasal 10.3
  - d) Tulangan  $A_n$  untuk menahan gaya Tarik terfaktor  $N_{uc}$  harus ditentukan dari  $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$ . Gaya tarik terfaktor,  $N_{uc}$  tidak boleh diambil kurang dari  $0,2V_u$  kecuali bila ketentuan dibuat untuk menghindari gaya Tarik.  $N_{uc}$  harus dianggap sebagai beban hidup bahkan bilamana Tarik yang dihasilkan dari kekangan rangkai, susut, atau perubahan suhu.
  - e) Luas tulangan Tarik utama  $A_{sc}$  tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari  $(A_f + A_n)$  dan  $\left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n\right)$
4. Luas total  $A_h$ , sengkang tertutup atau pengikat parallel terhadap tulangan Tarik utama tidak boleh kurang dari  $0,5(A_{sc} - A_n)$ , Distribusikan  $A_h$  secara merata dalam  $(2/3)d$  bersebelahan dengan tulangan tarik utama
  5.  $\frac{A_{sc}}{b d}$  tidak boleh kurang dari  $0,04 \frac{f'_c}{f_y}$
  6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama  $A_s$  harus diangkur dengan salah satu dari berikut :
    - (a) Dengan las struktur pada batang tulangan transversal dengan sedikit berukuran sama; las didesain untuk mengembangkan  $f_y$  tulangan Tarik utama
    - (b) Dengan pembengkokan tulangan tarik utama menjadi bentuk tertutup horizontal atau
    - (c) Dengan suatu cara pengankuran baik lainnya
  7. Luas tumpuan pada konsol pendek tidak boleh menonjol melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama  $A_s$ , ataupun menonjol melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal ( bila batang tulangan tersebut disediakan )

### 8.4.1.1 Perhitungan Konsol pada Kolom

a. Data perencanaan

$V_u$  yang digunakan adalah nilai  $V_e$  akibat  $M_{pr}$  balok pada perencanaan geser balok induk, yaitu: 647,54 kN

Dimensi Balok = 650/850

Dimensi konsol:

$b_w$  = 800 mm

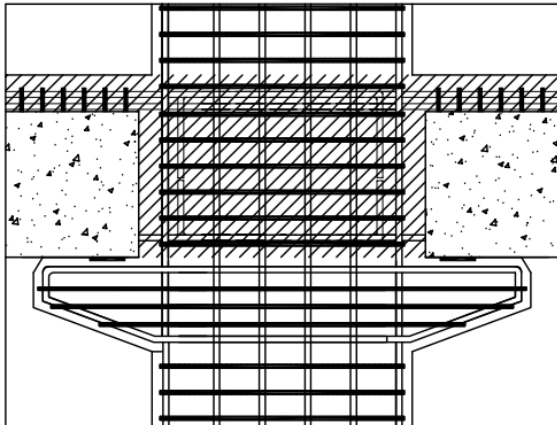
$h$  = 400 mm

$d$  =  $h - \text{sel. beton} = 400 - 40 = 360$  mm

$f_c'$  = 30 MPa

$f_y$  = 400 MPa

$a_v$  = 200 mm



**Gambar 8.6** Konsol Pendek pada Kolom K1

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut:

$$a_v/d = 200/360 = 0,567 < 1 \text{ (OK)}$$

$$N_{uc} \leq V_u$$

$$N_{uc} = 0,2 \times 647,54 = 129,51 \text{ kN} \leq 647,54 \text{ kN (OK)}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser:  
 $V_n$  untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{647,54}{0,75} = 863,4 \text{ kN}$$

### **Menentukan luas tulangan geser friksi**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada :

- $0,2 f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 30 \times 800 \times 360$   
 $= 1728 \text{ kN} > V_n = 863,4 \text{ kN (OK)}$
- $(3,3+0,08 f_c') \times b_w \times d = (3,3+0,08 (30)) \times 800 \times 1641,6 \times V_n$   
 $= 863,4 \text{ kN (OK)}$
- $11 b_w d = 11 \times 800 \times 360$   
 $= 3168 \text{ kN} > V_n = 863,4 \text{ kN (OK)}$

Digunakan  $\mu = 1,4$  untuk beton yang dicor monolit (SNI 2847:2013 Pasal 11.6.4.3)

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\ &= \frac{863,4 \times 1000}{400 \times 1,4} \\ &= 1541,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

### **Luas tulangan lentur:**

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan  $N_{uc}$  minimum.

$$\begin{aligned} M_u &= V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\ &= (647,54 \times 1000 \times 200) + (129,51 \times 1000 (400-360)) \\ &= 134.688.400 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{N_{uc}}{\phi \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,75 b w x d^2} = \frac{134688400}{0,75 \times 800 \times 360^2} = 1,732$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,732}{400}} \right) = 0,0044$$

$$0,0044 > \rho_{\text{min}}$$

$$A_f = \frac{V_u a + N_{uc} (h - d)}{0,85 \phi f_y \times d}$$

$$A_f = \frac{134.688.400}{0,85 \times 0,65 \times 400 \times 360}$$

$$A_f = 1692,92 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{129,51 \times 1000}{0,75 \times 400} = 431,7 \text{ mm}^2$$

### **Pemilihan tulangan yang digunakan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_{sc} = A_f + A_n = 1692,92 + 431,7 = 2124,62 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = \left( \frac{2 \times A_f}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 1541,8}{3} \right) + 431,7 = 1459,6 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{30}{400} \right) 800 \times 360 = 864 \text{ mm}^2$$

Dipakai  $A_{sc} = 2124,62 \text{ mm}^2$

As pasang = 5D25 (As pasang =  $2454,4 \text{ mm}^2 > A_{sc}$ )

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (2124,62 - 431,7) = 846,46 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 5D16 ( $A_s = 1005,31 \text{ mm}^2$ ) yang dipasang sepanjang  $(2/3)d = (2/3)360 = 240 \text{ mm}$  (vertikal) dengan spasi  $240/5 = 48 \text{ mm}$ .

Maka dipasang D16 – 48 mm dan 5D25 sebagai tulangan rangkanya.

#### **Luas pelat landasan:**

Luas bidang tumpuan (landasan) di bawah beban terpusat juga harus diperiksa dan direncanakan agar gaya luar rencana  $V_u$  tidak mengakibatkan tegangan melebihi  $\phi(0,85) (f_c' \cdot A_L)$  dimana  $A_L$  adalah luas landasan.

$$V_u = \phi(0,85) \times f_c' \times A_L$$

$$A_L = \frac{647,54 \times 1000}{0,85 \times 35 \times 0,75} = 29021,4 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan  $150 \times 200 \text{ mm}^2 = 30.000 \text{ mm}^2$  ( $t = 15 \text{ mm}$ ).

#### **8.4.1.2 Panjang Penyaluran Sambungan Balok - Kolom**

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

#### **Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka:

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'c}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} \right) \times 22 = 385,59 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = (0,043 \cdot f_y) d_b$$

$$= 0,043 \times 400 \times 22 = 378,4 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = 378,4 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm (menentukan)}$$

### **Panjang Penyaluran Tulangan Tarik**

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3; \Psi_e = 1$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,7\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \times d_b$$

$$= \left( \frac{400}{1,7 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{30}} \right) \times 22$$

$$= 1228,61 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 1137,5 \text{ mm}$   
 $\approx 1300 \text{ mm}$

### **Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'c}} d_b$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$\Psi_e = 1 ; \lambda = 1$$

Didapat:

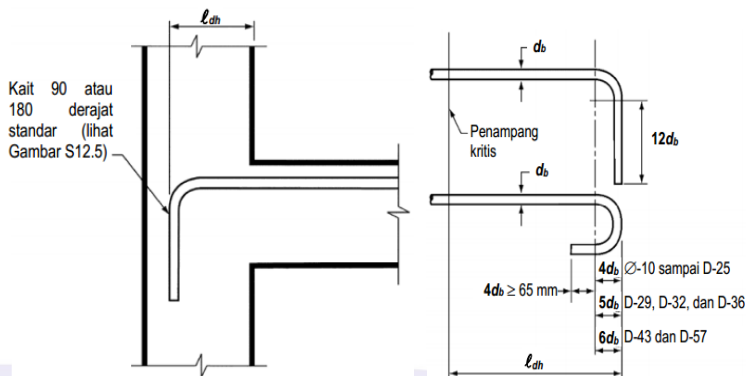


$$l_{dh} = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} \times 22 = 385,59 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 385,59 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm} \quad \text{.....OK}$$

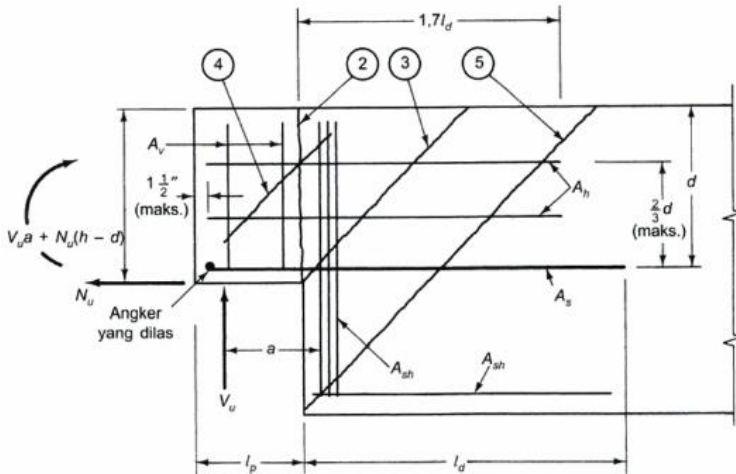
Maka dipakai  $l_{dh} = 400 \text{ mm}$  dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar  $90^\circ$  sebesar  $12 d_b = 12 \square 22 = 264 \text{ mm}$



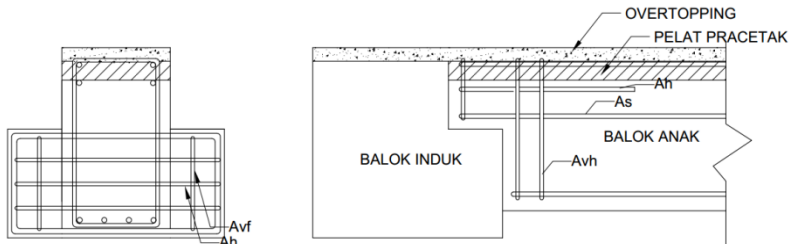
**Gambar 8.7** Panjang Penyaluran Kait Standar Balok Induk

#### 8.4.2 Perhitungan Sambungan Balok Induk – Balok Anak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan *dapped end beam* (PCI edisi keenam). Sambungan *dapped end* adalah suatu elemen struktural yang tingginya dikurangi di ujung-ujungnya untuk memberikan dudukan atau landasan yang dibutuhkan di atas korbel atau konsol tanpa kehilangan tinggi bersih di antara lantai yang satu dengan yang lain.



**Gambar 8.8** Sambungan *Dapped End* (sumber: PCI)



**Gambar 8.9** Sketsa Sambungan *Dapped End*

Gaya-gaya yang bekerja pada tumpuan balok induk adalah:

$$V_u = 159,31 \text{ kN} = 35,81 \text{ kips}$$

$$N_u = 0,2 V_u = 0,2 (159,31) = 31,86 \text{ kN}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} = 4351,13 \text{ psi}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} = 58,02 \text{ ksi}$$

Penulangan Lentur di Ujung Sambungan

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[ V_u \left( \frac{a}{d} \right) + N_u \left( \frac{h}{d} \right) \right]$$

a direncanakan sebesar 100 mm dan d direncanakan sebesar  $\frac{1}{2}h = \frac{1}{2}(600) = 300$  mm. Vu diambil pada perencanaan balok induk kondisi setelah komposit, yaitu  $V_u = 159,31$  kN

$$A_s = \frac{1}{0,75(400)} \left[ 159.310 \left( \frac{100}{300} \right) + 31.860 \left( \frac{600}{300} \right) \right]$$

$$A_s = 389,41 \text{ mm}^2$$

Penulangan Geser Langsung

$$\mu_e = \frac{1000\lambda b h \mu}{V_u}$$

$$\mu_e = \frac{1000(1)(40/2,54)(60/2,54)(1,4)}{159,31 \times 0,225 \times 1000}$$

$$\mu_e = 14,53 > 3,4$$

Maka dipakai 3,4 (tabel 4.3.6.1 PCI edisi keenam)

$$A_s = \frac{2V_u}{3\phi f_y \mu_e} + \frac{N_u}{\phi f_y}$$

$$A_s = \frac{2(159310)}{3(0,75)(400)(3,4)} + \frac{31860}{0,75(400)}$$

$$A_s = 210,32 \text{ mm}^2 < 389,41 \text{ mm}^2$$

Maka  $A_s = 389,41 \text{ mm}^2$  (digunakan tulangan D13 sebanyak 3 buah;  $A_s = 398,2 \text{ mm}^2$ )

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y} = \frac{31860}{0,75(400)} = 106,2 \text{ mm}^2$$

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5(389,41 - 106,2)$$

$$A_h = 141,61 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = \phi(1000\lambda^2 b d)$$

$$\phi V_n = \frac{0,75 \left( 1000(1^2) \left( \frac{40}{2,54} \right) \left( \frac{30}{2,54} \right) \right)}{1000}$$

$\phi V_n = 139,5 \text{ kips} = 620,53 \text{ kN} > V_u = 159,31 \text{ kN}$   
 Digunakan 2 buah tulangan D13 ( $A_s = 265 \text{ mm}^2 > A_h$ )

Penulangan Tarik Diagonal di Pojok di mana Terjadi Perubahan Tinggi Balok

$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi f_y} = \frac{159310}{0,75(400)} = 531,03 \text{ mm}^2$$

Digunakan 3 buah tulangan D16 ( $A_v = 603,2 \text{ mm}^2 > A_{sh}$ ) OK  
Untuk Ash' (luas minimum = Ash), dipakai tulangan D16 sebanyak 3 buah.

Penulangan Tarik Diagonal  $A_v$  di Ujung *Dapped*

$$\text{Kekuatan geser beton} = 2\lambda\sqrt{f'cbd}$$

$$\text{Kekuatan geser beton} = \frac{2(1)\sqrt{5076,32} \left(\frac{40}{2,54}\right) \left(\frac{30}{2,54}\right)}{1000}$$

$$\text{Kekuatan geser beton} = 26,50 \text{ kips} = 117.877,9 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{1}{2f_y} \left[ \frac{V_u}{\phi} - 2\lambda\sqrt{f'cbd} \right] = \frac{1}{2(58,02)} \left[ \frac{35,81}{0,75} - 26,5 \right]$$

$$A_v = 0,18 \text{ in}^2 = 118,1 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang 2 buah D16 ( $A_v = 402,1 \text{ mm}^2 > A_v$ ) OK

Cek:

$$\phi V_n = \phi(A_v f_y + A_h f_y + 2\lambda\sqrt{f'cbd})$$

$$\phi V_n = 0,75(402,1 \times 400 + 141,61 \times 400 + 117.877,9)$$

$$\phi V_n = 251.521,43 \text{ N} = 251,5 \text{ kN} > V_u = 159,31 \text{ kN (OK)}$$

### Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka:

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'c}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \right) \times 16 = 259,6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} l_{dc} &= (0,043 f_y) d_b \\ &= 0,043 \square 400 \square 16 = 275,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_{dc} = 275,2 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran untuk As D16:

$$H - d + l_d = 600 - 300 + 300 = 600 \text{ mm.}$$

### **Panjang Penyaluran Tulangan Tarik**

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3; \Psi_e = 1$$

$$\begin{aligned} l_d &= \left( \frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) \times d_b \\ &= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 13 \\ &= 544,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 544,1 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$ . Panjang penyaluran untuk As D13:

$$H - d + l_d = 600 - 300 + 600 = 900 \text{ mm.}$$

## **8.4.2.1 Perhitungan Konsol pada Balok Induk**

### **a. Data perencanaan**

$V_u$  yang digunakan adalah gaya geser balok anak pada perencanaan geser balok anak, yaitu: 159,31 kN

Dimensi Balok Anak = 400/600

Dimensi konsol:

$$b_w = 700 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{sel.beton} = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$a_v = 100 \text{ mm}$$

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol

pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1.

Syarat tersebut adalah sebagai berikut:

$$a_v/d = 100/360 = 0,278 < 1 \text{ (OK)}$$

$$N_{uc} \leq V_u$$

$$N_{uc} = 0,2 \times 159,31 = 31,86 \text{ kN} \leq 159,31 \text{ kN (OK)}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser:

$V_n$  untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{159,31}{0,75} = 212,41 \text{ kN}$$

### **Menentukan luas tulangan geser friksi**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$0,2 f'c \times b_w \times d = 0,2 \times 30 \times 700 \times 360 \times 10^{-3} \\ = 1764 \text{ kN} > V_n = 212,41 \text{ kN (OK)}$$

$$(3,3 + 0,08 f'c) \times b_w \times d = (3,3 + 0,08 \times 30) 700 \times 360 \times 10^{-3} \\ = 1436,4 > V_n = 212,41 \text{ kN (OK)}$$

$$11 \times b_w \times d = 11 \times 700 \times 360 \times 10^{-3} \\ = 2772 \text{ kN} > V_n = 212,41 \text{ kN (OK)}$$

Digunakan  $\mu = 1,4$  untuk beton yang dicor monolit (SNI 2847:2013 Pasal 11.6.4.3)

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\ = \frac{212,41 \times 1000}{400 \times 1,4} \\ = 379,3 \text{ mm}^2$$

**Luas tulangan lentur:**

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan  $N_{uc}$  minimum.

$$\begin{aligned} Mu &= V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\ &= (159,31 \times 1000 \times 100) + (31,86 \times 1000(400-360)) \\ &= 17.205.400 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$A_f = \frac{V_u a + N_{uc} (h-d)}{\phi f_y 0,85 d}$$

$$A_f = \frac{17.205.400}{0,65(400)0,85(360)}$$

$$A_f = 216,26 \text{ mm}^2$$

**Tulangan pokok As :**

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{31,86 \times 1000}{0,75 \times 400} = 106,2 \text{ mm}^2$$

**Pemilihan tulangan yang digunakan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 216,26 + 106,2 = 322,46 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 379,3}{3} \right) + 106,2 = 359,1 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{30}{400} \right) 700 \times 360 = 882 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai } A_{sc} = 882 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pasang} = 5D16 \text{ (} A_s \text{ pasang} = 1005,31 \text{ mm}^2 > A_{sc} \text{)}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (882 - 106,2) = 387,9 \text{ mm}^2$  dipakai tulangan 3D13 ( $A_s = 398,2 \text{ mm}^2$ ) yang dipasang sepanjang  $(2/3)d = (2/3)360 = 240 \text{ mm}$  (vertikal) dengan spasi  $240/3 = 80 \text{ mm}$ .

Maka dipasang D13 – 80 mm dan 5D16 sebagai tulangan rangkanya.

### **Luas pelat landasan:**

Luas bidang tumpuan (landasan) di bawah beban terpusat juga harus diperiksa dan direncanakan agar gaya luar rencana  $V_u$  tidak mengakibatkan tegangan melebihi  $\phi(0,85) (f'_c \cdot A_L)$  dimana  $A_L$  adalah luas landasan.

$$V_u = \phi(0,85)f'_c \times A_l$$

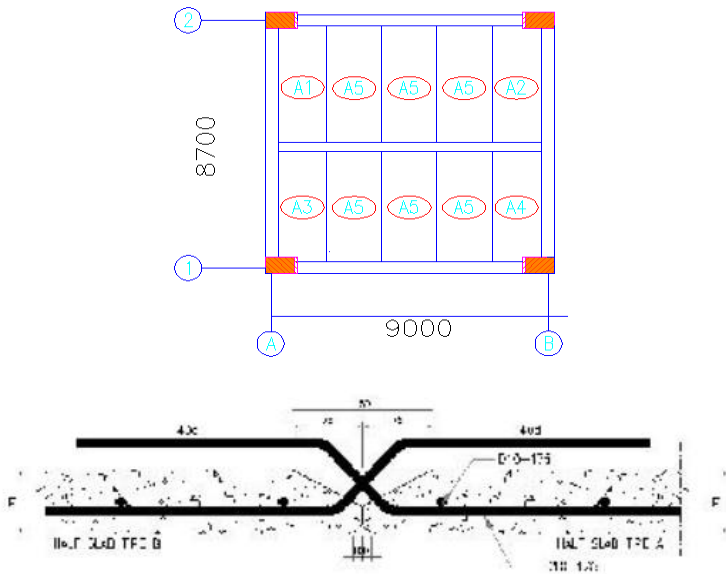
$$A_l = \frac{159,31 \times 1000}{0,85 \times 35 \times 0,75} = 7139,94 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan  $100 \times 100 \text{ mm}^2 = 10.000 \text{ mm}^2$  ( $t = 15 \text{ mm}$ ).

### **8.5 Perencanaan Sambungan Antar *Half Slab***

Sambungan antar pelat precast half slab merupakan sambungan basah yang pada umumnya telah disediakan tulangan dengan panjang tertentu yang merupakan sisa atau perpanjangan dari tulangan elemen precast. Sambungan antar precast half slab memiliki spasi sebesar 20 mm. Adanya perbedaan spasi antara precast half slab dapat membuat precast half slab menjadi lebih fleksibel.





**Gambar 8.10** Sambungan Antar *Half Slab*

Panjang penyaluran yang digunakan adalah tulangan dalam kondisi tarik. Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka:

$$\Psi_t = 1,3; \Psi_e = 1$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \times d_b$$

$$= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{30}} \right) \times 13$$

$$= 544,1 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 542,51 \text{ mm} \approx 550 \text{ mm}$ .

### 8.6 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

Sambungan antara balok dan pelat mengandalkan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintang tegak lurus diatas balok (menghubungkan stud – stus pelat). Selanjutnya pelat pracetak yang sudah dihubungkan stud – studnya tersebut diberi overtopping dengan cor setempat.

#### Arah X

$$\text{Asperlu} = 552 \text{ mm}^2$$

$$\text{Aspasang} = 628,32 \text{ mm}^2$$

#### Arah Y

$$\text{Asperlu} = 210 \text{ mm}^2$$

$$\text{Aspasang} = 235,62 \text{ mm}^2$$

#### a. Penyaluran arah X

##### Kondisi Tarik

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2

$$l_d > 300 \text{ mm}$$

$$\Psi_t = 1$$

$$\Psi_e = 1$$

$$\begin{aligned} l_d/db &= \left( \frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \\ &= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1 \times 1}{\sqrt{30}} \right) \times 10 \\ &= 347,76 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan panjang penyaluran 400 mm

##### Kondisi Tekan

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.3

$$l_d > 200 \text{ mm}$$

$$l_d > 0,043 \times db \times f_y = 0,043 \times 10 \times 400 = 172 \text{ mm}$$

$$l_{db} = \frac{db \times f_y}{4 \times \sqrt{f'c}} = \frac{10 \times 400}{4 \times \sqrt{30}} = 182,58 \text{ mm}$$

$$l_d = l_{db} \times \frac{As_{perlu}}{As_{pasang}} = 182,58 \times \frac{552}{628,32} = 160,4 \text{ mm}$$

Maka dipasang panjang penyaluran 200 mm

#### b. Penyaluran Arah Y

##### Kondisi Tarik

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2

$$l_d > 300 \text{ mm}$$

$$\Psi_t = 1$$

$$\Psi_e = 1$$

$$\begin{aligned} l_d/db &= \left( \frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \\ &= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1 \times 1}{\sqrt{30}} \right) \times 10 \\ &= 347,76 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan panjang penyaluran 400 mm

##### Kondisi Tekan

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.3

$$l_d > 200 \text{ mm}$$

$$l_d > 0,043 \times d_b \times f_y = 0,043 \times 10 \times 400 = 172 \text{ mm}$$

$$l_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f'c}} = \frac{10 \times 400}{4 \times \sqrt{30}} = 182,58 \text{ mm}$$

$$l_d = l_{db} \times \frac{As_{perlu}}{As_{pasang}} = 182,58 \times \frac{552}{628,32} = 160,4 \text{ mm}$$

Maka dipasang panjang penyaluran 200 mm

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## BAB IX

### PERENCANAAN DINDING BASEMENT

Perencanaan basement menggunakan dinding geser yang juga difungsikan sebagai penahan tanah. Tinggi basement yang direncanakan memiliki ketinggian 3,5 m.

#### 9.1 Penulangan Dinding Basement

Data perencanaan basement adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'_c$ )	= 30 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Tebal dinding basement ( $t$ )	= 400 mm
Diameter tulangan	= 25 mm
Tebal dinding basement	= 3,5 m
Tebal selimut beton	= 40 mm
$d$	= $400 - 40 - 25 - 25/2$
	= 322,5 mm

Dar hasil analisis perhitungan tekanan tanah horisontal didapat :

$$M_u = 273340000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{273340000}{0,9} = 303711111,1 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{454213000}{0,9 \times 1000 \times 322,5^2} = 4,85$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 4,85}{400}} \right) = 0,0135 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$$

maka dipakai  $\rho = 0,0135$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0135 \times 1000 \times 322,5 \\ = 4353,75 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s D25}} = \frac{4353,75}{490,625} = 9 \text{ buah}$$

$$s = \frac{1000}{9} = 111,1 \text{ mm} \sim 120 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D25 – 120

- Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.2 yang menyatakan bahwa tebal dinding basement eksterior dan dinding pondasi tidak boleh kurang dari 190 mm.

Dinding basement yang dipakai 400 mm

- Kontrol Rasio Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3 menyatakan bahwa rasio minimum luas tulangan horisontal terhadap luas beton bruto,  $\rho_t$ , harus 0,0025

$$\frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{9 \times 490,625}{1000 \times 400} = 0,011 > 0,0025 \text{ (OK)}$$

## BAB X

### PERENCANAAN PONDASI

#### 10.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (Tie beam).

#### 10.2 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Apartemen Aspen Admiralty Residence Tower D adalah data tanah hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

#### 10.3 Kriteria Design

##### 10.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm<sup>2</sup>*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan :

- Diameter outside (D) : 600 mm

- *Thickness* : 100 mm
- *Kelas* : A1
- *Bending momen crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,50 tm
- *Allowable axial* : 252,70 ton

**Tabel 10.1 Brosur Tiang Pancang WIKA Beton**

**PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION**

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 52 \text{ MPa}$  (Cube 600 kg/cm<sup>2</sup>)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	133.04	6 - 19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
1000	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1200	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
1200	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24



## 10.4 Daya Dukung

### 10.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_r$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Di samping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang ditanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut.

Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung tiang pancang dalam kelompok. Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *SPT* menurut Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

$Q_L$  = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_P$  = *Resistance ultime* di dasar pondasi

$Q_S$  = *Resistance ultime* akibat lekatan lateral

$Q_p$  =  $q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$

Dimana :

$A_p$  = Luas penampang ujung tiang

$N_p$  = Harga rata-rata *SPT* 4B diatas dasar pondasi dan 4B dibawah dasar pondasi.

$K$  = Koefisien karakteristik tanah

12 t/m<sup>2</sup> = 117,7 kPa, (untuk lempung)

20 t/m<sup>2</sup> = 196 kPa, (untuk lanau berlempung)

25 t/m<sup>2</sup> = 245 kPa, (untuk lanau berpasir)

40 t/m<sup>2</sup> = 392 kPa, (untuk pasir)

$Q_p$  = Tegangan di ujung tiang

$Q_s$  =  $q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$

Dimana :

$q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m<sup>2</sup>

$N_s$  = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam,  
dengan batasan ;  $3 \leq N \leq 50$

$A_s$  = Keliling x panjang tiang yang terbenam

Harga  $N$  di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi  $N'$  berdasarkan perumusan sebagai berikut (Terzaghi & Peck):

$$N' = 15 + 0,5 (N-15)$$

Dimana:

$N$  = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah  
muka air tanah

#### 10.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung pondasi group, terlebih dahulu dikoreksi dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi  $C_e$ .

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

dengan  $n$  = jumlah tiang dalam group

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :

Efisiensi

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right\}$$

Dimana :

$D$  = diameter tiang pancang

$S$  = jarak antar tiang pancang

$m$  = jumlah baris tiang pancang dalam group

#### 10.4.3 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal ( $V$ ), horizontal ( $H$ ), dan momen ( $M$ ), maka besarnya beban vertical ekuivalen ( $P_v$ ) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

$P_i$  = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

$y_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

$x_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum x_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negatif bila berlawanan dengan arah e.

### 10.5 Perhitungan Tiang Pancang Interior

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000, diambil output reaksi perletakan yang terbesar sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan typikal.

Dari analisa struktur SAP 2000 pada kaki kolom, didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

$P$  = 1431,96 t

$M_{ux}$  = 132,22 tm

$M_{uy}$  = 143,54 tm

$H_x$  = 22,36 t

$H_y$  = 20,29 t

#### 10.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Dari hasil data tanah yang didapatkan dari Lab Mektan ITS digunakan contoh untuk kedalaman 34 m dengan diameter tiang pancang 600 mm (lihat Tabel 9.2).

Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan *Luciano Decourt* :

$$QN = Qp + Qs$$

Dimana:

$$Qp = (Np \times K) \times Ap \\ = (44,43 \times 25) \times 0,28 = 314,08 \text{ t}$$

$$Qs = (Ns/3 + 1) \times As \\ = (12,05/3 + 1) \times 64,09 = 321,47 \text{ t}$$

$$QL = Qp + Qs \\ = 314,08 + 321,47 = 635,55 \text{ t}$$

$$QU = \frac{QL}{S_f} = \frac{635,55}{3} = 211,85 \text{ t}$$

Dari hasil Qu yang didapatkan maka rencana jumlah tiang pancang adalah :

$$n = \frac{P_n}{Q_u} = \frac{1431,69}{211,85} = 7,01 \approx 12 \text{ buah}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel 9.2 berikut ini :

**Tabel 10.2** Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Depth	N	N"	Np	K	Ap	Qp (t)	Ns	As	Qs (t)	Ql (t)	Qad (t)	Jenis Tanah
1	0	7.50	0.00	20	0.28	0.00	0.00	1.88	1.88	1.88	0.63	Lempung berlanau berpasir
2	0	7.50	0.00	20	0.28	0.00	0.00	3.77	3.77	3.77	1.26	
3	1	8.00	1.00	20	0.28	5.65	0.00	5.65	5.65	11.31	3.77	
4	1	8.00	1.00	20	0.28	5.65	0.00	7.54	7.54	13.19	4.40	
5	2	8.50	1.67	25	0.28	11.78	0.00	9.42	9.42	21.21	7.07	Lanau Berpasir
6	2	8.50	1.67	25	0.28	11.78	0.00	11.31	11.31	23.09	7.70	
7	2	8.50	2.33	25	0.28	16.49	0.00	13.19	13.19	29.69	9.90	
8	2	8.50	2.33	25	0.28	16.49	0.00	15.08	15.08	31.57	10.52	
9	2	8.50	2.33	25	0.28	16.49	0.00	16.96	16.96	33.46	11.15	Lanau Berlempung Berpasir
10	3	9.00	2.67	25	0.28	18.85	3.00	18.85	37.70	56.55	18.85	
11	3	9.00	2.67	25	0.28	18.85	3.00	20.73	41.47	60.32	20.11	
12	3	9.00	3.00	25	0.28	21.21	3.00	22.62	45.24	66.44	22.15	
13	3	9.00	3.67	25	0.28	25.92	3.00	24.50	49.01	74.93	24.98	
14	3	9.00	4.00	25	0.28	28.27	3.00	26.39	52.78	81.05	27.02	
15	4	9.50	4.00	25	0.28	28.27	3.17	28.27	58.12	86.39	28.80	

16	5	10.00	4.33	20	0.28	24.50	3.43	30.16	64.63	89.13	29.71	Lempung berlanau
17	6	10.50	4.67	12	0.28	15.83	3.75	32.04	72.10	87.93	29.31	
18	5	10.00	5.00	12	0.28	16.96	3.89	33.93	77.91	94.88	31.63	
19	5	10.00	5.67	12	0.28	19.23	4.00	35.81	83.57	102.79	34.26	
20	5	10.00	6.67	40	0.28	75.40	4.09	37.70	89.11	164.51	54.84	Pasir Berlanau
21	6	10.50	7.00	40	0.28	79.17	4.25	39.58	95.66	174.83	58.28	
22	7	11.00	8.00	40	0.28	90.48	4.46	41.47	103.14	193.62	64.54	
23	9	12.00	9.00	40	0.28	101.79	4.79	43.35	112.51	214.30	71.43	
24	10	12.50	10.00	40	0.28	113.10	5.13	45.24	122.65	235.75	78.58	
25	12	13.50	11.67	40	0.28	131.95	5.56	47.12	134.50	266.45	88.82	
26	13	14.00	12.83	40	0.28	145.14	6.00	49.01	147.03	292.17	97.39	Lempung Berlanau
27	14	14.50	13.67	12	0.28	46.37	6.44	50.89	160.22	206.59	68.86	
28	16	15.50	16.17	12	0.28	54.85	6.95	52.78	175.00	229.86	76.62	
29	16.5	15.75	17.83	12	0.28	60.51	7.43	54.66	189.96	250.46	83.49	
30	17	16.00	23.13	12	0.28	78.49	7.88	56.55	205.10	283.59	94.53	
31	20.5	17.75	29.77	12	0.28	101.00	8.45	58.43	223.11	324.11	108.04	
32	24	19.50	33.50	25	0.28	236.80	9.13	60.32	243.90	480.69	160.23	Lempung Berlanau Berpasir Berkerikil
33	38.4	26.70	39.63	25	0.28	280.15	10.35	62.20	276.81	556.96	185.65	
34	52.8	33.90	44.43	25	0.28	314.08	12.05	64.09	321.47	635.55	211.85	

Berdasarkan tabel di atas, daya dukung 1 tiang pondasi berdiameter 60 cm pada kedalaman 34 m adalah :

$$P_{\text{ijin 1 tiang rata-rata}} = 211,85 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 60 cm berdasarkan mutu bahan adalah :

$$P_{\text{tiang}} = 252,70 \text{ ton}$$

$$\text{Menentukan} : P_{\text{ijin}} = 211,85 \text{ ton}$$

### 10.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang ( $S$ ) = 150 cm

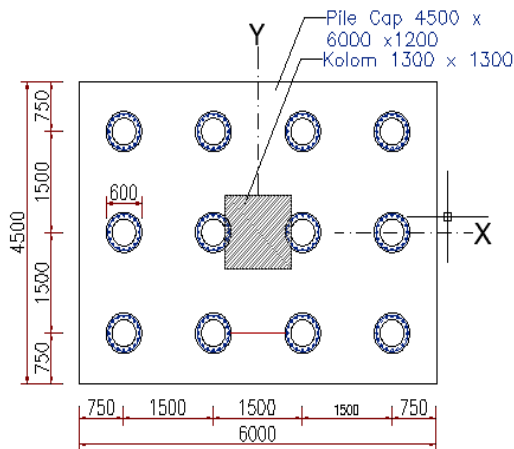
- Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi ( $S_1$ ) = 75 cm



**Gambar 10.1** Konfigurasi Rencana Tiang Pancang

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi ( $\eta$ ), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$QL \text{ (group)} = QL(1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

dan,

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 600 mm

S = jarak antar tiang pancang = 1500 mm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 3

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 4

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{600}{1500} \right) \left( \frac{(3-1) \times 4 + (4-1) \times 3}{90 \times 3 \times 4} \right) \right\} = 0,657$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ grup}} &= \eta \times Q_{ijin \text{ 1tiang}} \times n \\ &= 0,657 \times 211,85 \times 12 \\ &= 1669,79 \text{ t} > P_u = 1431,69 \text{ t} \end{aligned}$$

### 10.5.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang ( $P_{\max}$ )

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x_i^2} \leq P_{ijin(1tiang)}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned} \text{a. Reaksi kolom} &= 1431690 \text{ kg} \\ \text{b. Berat poer} &= 4,5 \times 6 \times 1,2 \times 2400 = \underline{77760 \text{ kg}} + \\ &\text{Berat total } (\Sigma V) = 1509450 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_x &= M_{ux} + (H_y \times t_{poer}) = 132,2 + (20,29 \times 1,2) \\ &= 156,548 \text{ tm} \\ M_y &= M_{uy} + (H_x \times t_{poer}) = 143,54 + (22,36 \times 1,2) \\ &= 170,372 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$P_{\max} = \frac{1509450}{12} + \frac{(156548 \times 1,5)}{(8 \times 1,5^2)} + \frac{(170372 \times 1,5)}{(6 \times 2,25^2) + (6 \times 0,75^2)}$$

$$= 146,405 \text{ t} \leq 211,85 \text{ t} \quad (\text{OK})$$

### 10.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi dari PT. WIKA BETON direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 150 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 252,70 t
- Bending Momen crack : 17 tm
- Bending Momen ultimate : 25,5 tm

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut ini :

#### a. Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan dengan diameter 60 cm type A1 sesuai dengan spesifikasi dari PT.WIKA BETON, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,70 Ton.

$$P_{\max} < P_{\text{ijin}} = 252,70 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

#### b. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

$L_e$  = panjang penjepitan

$$= 3 \times 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

Dipakai  $L_e$  = 1,8 m

$M_y$  =  $L_e \times H_y$

$$= 1,8 \text{ m} \times 20,29 \text{ t} = 36,52 \text{ tm}$$



$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{36,52}{12} = 3,04 \text{ tm}$$

$$\begin{array}{ll} M_y < M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\ 3,04 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \dots\dots \mathbf{OK} \end{array}$$

$$\begin{aligned} M_x &= L_e \times H_x \\ &= 1,8 \times 22,36 \text{ t} \\ &= 40,52 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{40,52}{12} = 3,35 \text{ tm}$$

$$\begin{array}{ll} M_x < M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\ 3,35 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \dots\dots \mathbf{OK} \end{array}$$

### 10.5.5 Perencanaan Poer Kolom Interior

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

#### Data-data perencanaan :

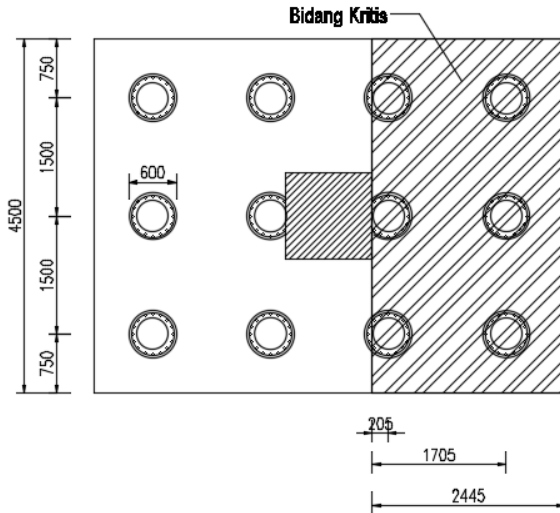
- Dimensi poer ( B × L ) = 6 × 4,5 m
- Tebal poer ( t ) = 1,2 m
- Diameter tulangan utama = 29 mm
- Diameter sengkang = 12 mm
- Dimensi kolom = 1300 × 1300 mm
- Tebal selimut beton = 40 mm
- Tinggi efektif balok poer
  - Arah x ( d<sub>x</sub> ) = 1200 – 40 – ½ × 29 = 1145,5 mm
  - Arah y ( d<sub>y</sub> ) = 1200 – 40 – 29 – ½ × 29 = 1116,5 mm

#### a. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan

gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

### Penulangan Lentur Penulangan arah X



**Gambar 9.2** Bidang Kritis pada Poer

$$P_{\max} = 146,405 \text{ t}$$

$$q = 4,5 \times 2,445 \times 1,2 = 12,203 \text{ ton/m}$$

$$a_1 = 0,205 \text{ m} ; a_2 = 1,705 \text{ m}$$

$$b = 2,445 \text{ m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = 3(P_u \times a_1) + 3(P_u \times a_2) - (q \times b/2)$$

$$= 3 \times (146,405 \times 0,205) + 3 \times (146,405 \times 1,705) - (12,203 \times 2,445/2)$$

$$= 823,98 \text{ tm} = 823982482 \text{ Nmm}$$

$$(d_x) = 1200 - 40 - \frac{1}{2} 29 = 1145,5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 1200 - 40 - 29 - \frac{1}{2} 29 = 1116,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{823982482}{0,9 \times 4500 \times 1145,5^2} = 0,155$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,155}{400}} \right) = 0,00042 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$   
maka dipakai  $\rho = 0,0035$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0035 \times 4500 \times 1145,5 \\ &= 18041,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s D29}} = \frac{18041,6}{660,185} = 27 \text{ buah}$$

$$s = \frac{4500}{27} = 166,67 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D29 – 125

### Penulangan arah Y

$$a_3 = 0,85 ; b = 1,6$$

$$\begin{aligned} M &= 4(P_u \times a_3) - (q \times b/2) \\ &= 4 \times (146,405 \times 0,85) - (12,203 \times 1,6/2) \\ &= 488,014 \text{ tm} = 488014600 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$(d_x) = 1200 - 40 - \frac{1}{2} 29 = 1145,5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 1200 - 40 - 29 - \frac{1}{2} 29 = 1116,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{488014600}{0,9 \times 6000 \times 1116,5^2} = 0,0724$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,0724}{400}} \right) = 0,000191$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$$

maka dipakai  $\rho = 0,0035$

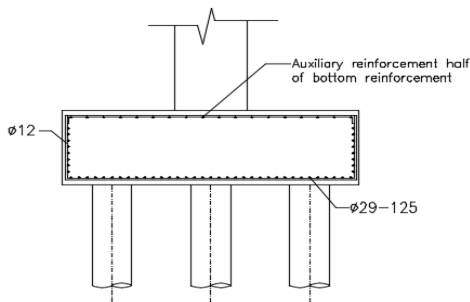
Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0,0035 \times 6000 \times 1145,5 \\ &= 24055,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_{\text{perlu}}}{A_{sD29}} = \frac{24055,5}{660,185} = 36 \text{ buah}$$

$$s = \frac{6000}{36} = 166,67 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D29 – 125



**Gambar 10.3** Penulangan pada Poer

### b. Kontrol Geser Pons Kolom Interior

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \times \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

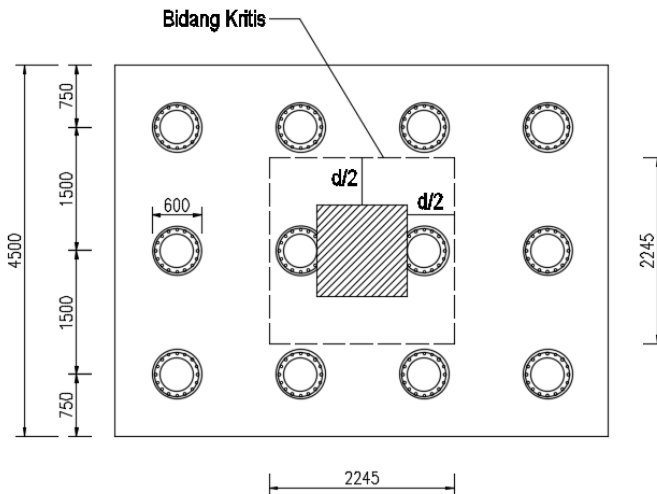
SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.a

$$V_c = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.b

$$V_c = 0,33 \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c



**Gambar 10.4** Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Interior

Dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{1400}{1400} = 1$$

$d$  = tinggi efektif =  $1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 29 = 1145,5 \text{ mm}$

$b_0$  = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$b_0 = 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$

$b_0 = 2 (1400 + 1145,5) + 2(1400 + 1145,5) = 10182 \text{ mm}$

$\alpha_s = 40$ , untuk kolom interior

$P_{\text{tiang}} = 252,70 \text{ ton}$

Pada penampang kritis tersebut terdapat 2 buah tiang, maka :

$P_u = 1431,69 - (2 \times 252,70) = 926,29 \text{ ton}$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 10182 \times 1145,5 = 32580593,38 \text{ N}$$

$$= 3258,059 \text{ t}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1145,5}{10182}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 10182 \times 1145,5 = 23861014,14 \text{ N}$$

$$= 2386,10 \text{ t}$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 10182 \times 1145,5 = 21081560,42 \text{ N}$$

$$= 2108,16 \text{ t}$$

Diambil yang terkecil  $\rightarrow V_c = 2108,16 \text{ t}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 2108,16 \text{ t}$$

$$= 1581,12 \text{ ton} > P_u = 926,29 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

### 10.5.6 Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

#### 10.5.6.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	: 1431,69 ton
Panjang Sloof L	: 5,5 m
Mutu Beton f'c	: 30 Mpa
Mutu Baja	: 400 Mpa
Decking	: 40 mm
φ Tulangan Utama	: 22 mm
φ Sengkang	: 13 mm
Dimensi Sloof	: 400 mm x 600 mm
Tinggi Efektif	: $600 - 40 - 13 - (1/2 \cdot 22) = 536 \text{ mm}$

#### 10.5.6.2 Penulangan Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah :

$$\begin{aligned}\text{Beban aksial } n_u &= 10\% \times 1431,69 \text{ ton} \\ &= 143,169 \text{ ton}\end{aligned}$$

Beban yang diterima sloof :

$$\begin{aligned}\text{Beban sendiri} &= 0,4 \times 0,6 \times 2,4 &= 0,58 \text{ t/m} \\ \text{Beban dinding} &= 5,5 \times 2,4 &= 13,2 \text{ t/m} + \\ &&= 13,78 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_u &= 1,2 \times 13,78 \\ &= 16,536 \text{ t/m}\end{aligned}$$

Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

$$\begin{aligned} Mu &= 1/12 \cdot qu \cdot L^2 \\ &= 1/12 \cdot 16,536 \cdot 5,5^2 \\ &= 41,68 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 1/2 \cdot qu \cdot L \\ &= 1/2 \cdot 16,536 \cdot 5,5 \\ &= 250,107 \text{ t} \end{aligned}$$

• Penulangan tarik pada *sloof*

$$Mu = 416800 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{416800}{0,9 \times 400 \times 536^2} = 0,0042$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,0042}{400}} \right) = 0,000127 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ butuh} &= \rho \times b \times d = 0,0035 \times 400 \times 536 \\ &= 750,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$As1 = \frac{Vu}{f_y} = \frac{2501070}{400} = 625,267 \text{ mm}^2$$

$$As + As1 = 750,4 + 625,267 = 1375,667 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{\text{total}}}{As_{D22}} = \frac{1375,667}{379,94} = 4 \text{ buah}$$

Maka digunakan tulangan tarik 4D22 ( $As = 1519,76 \text{ mm}^2$ )

• Penulangan tekan pada *sloof*

$$0,5As_{\text{tarik}} = 0,5 \times 1519,76 = 759,88 \text{ mm}^2$$



Maka digunakan tulangan tekan 2D22 ( $A_s = 759,88 \text{ mm}^2$ )

• Penulangan geser *sloof*

$$N_u = 10\% \times P_{u\text{kolom}} = 10\% \times 1431,69 = 143,16 \text{ t} = 1431600 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b \times w \times d \times \left[ 1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right] \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 536 \times \left[ 1 + \frac{143,16}{14 \times 400 \times 600} \right] \\ &= 195727,866 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,75 \times 195727,866 \text{ N} = 146795,989 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 146795,989 = 55048,46 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c < V_u$$

Maka perlu tulangan geser

Direncanakan tulangan geser  $\phi 13 \text{ mm}$

$$A_v = 2A_s = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

Kuat geser sengkang

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{250,17}{0,75} - 195,727 = 137,833 \text{ kN}$$

Tulangan geser minimum

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 400 \times 536}{137,833} = 412,92 \text{ mm}$$

Kontrol jarak sengkang

$$S \leq \frac{1}{2} \times d$$

$$S \leq \frac{1}{2} \times 536 = 268 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan sengkang  $\phi 13$ -200

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB XI**

### **METODE PELAKSANAAN**

#### **11.1 Umum**

Dalam setiap pekerjaan konstruksi, metode pelaksanaan merupakan item penting yang tidak bisa dipisahkan. Apalagi menyangkut struktur beton pracetak. Untuk merencanakan beton pracetak, terlebih dahulu harus diketahui apakah struktur tersebut bisa dilaksanakan. Tahap pelaksanaan ini akan diuraikan mengenai item – item pekerjaan konstruksi dan pembahasan mengenai pelaksanaan yang berkaitan dengan penggunaan material – material beton pracetak. Proses pekerjaan yang dilakukan di proyek ini adalah ;

- Proses pencetakan secara pabrikasi di Industri pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :
  - a. Perlunya standart khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran
  - b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
  - c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.

##### **11.1.1 Pengangkatan dan Penempatan Crane**

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode pengangkatan
3. Letak titik – titik angkat pada elemen pracetak

Hal-hal tentang pengangkatan dan penentuan tidak angkat telah dibahas pada bab-bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen pracetak

di lapangan. Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- Jenis crane JIANGLU QTZ315 (JL7034A)
- Jarak jangkau maksimum 70 m dengan beban maksimum 16 ton
- Tower crane yang digunakan 2 buah

### 11.1.2 Pekerjaan Elemen Kolom

Setelah dilakukan pemancangan, pembuatan pile cap dan sloof, maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pendimensian pile cap. Tulangan kolom bersamaan dengan tulangan konsol yang telah disiapkan dicor sampai batas yang sudah ditentukan. Dalam hal ini sampai ketinggian permukaan bawah balok induk yang menumpang pada kolom.



**Gambar 11.1** Pemasangan Bracing pada Kolom

### 11.1.3 Pemasangan Elemen Balok Induk

Pemasangan balok pracetak setelah pemasangan kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan crane dan scaffolding untuk membantu menunjang balok pracetak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulangan utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran.



**Gambar 11.2** Pemasangan Balok Induk Pracetak

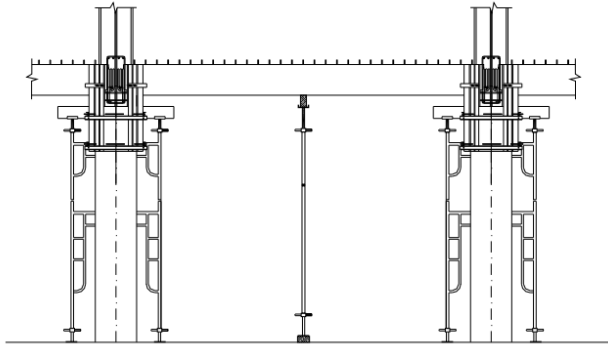


**Gambar 11.3** Pemasangan Balok Induk Pracetak

### 11.1.4 Pemasangan Elemen Balok Anak

Pemasangan balok anak pracetak di bagian tengah balok induk. Konsol tempat bertumpunya balok anak pun terbuat dari

beton pracetak dengan balok. Untuk mencegah terjadinya kerusakan pada balok induk maupun balok anak, maka dipasang tiga buah perancah dengan posisi satu di tengah dan dua di tepi.



**Gambar 11.4** Pemasangan Balok Anak Precetak



**Gambar 11.5** Pemasangan Balok Anak Precetak

#### **11.1.5 Pemasangan Elemen Pelat**

Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan. Pemasangan tulangan bagian atas, baik tulangan tumpuan maupun tulangan lapangan untuk pelat, balok anak dan balok induk.



**Gambar 11.6** Pemasangan Pelat Pracetak



**Gambar 11.7** Pemasangan Pelat Pracetak

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran (overtopping) pada bagian atas pelat, balok anak, dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit). Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk. Topping digunakan setinggi 6 cm.



**Gambar 11.8** Pemberian Topping

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.



## **BAB XII**

### **PENUTUP**

#### **12.1 Kesimpulan**

Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Desain Modifikasi Gedung Apartemen Aspen Admiralty Residence Tower D Dengan Menggunakan Beton Pracetak” maka dapat ditarik beberapa poin kesimpulan diantaranya sebagai berikut :

1. Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam Dimensi struktur utama didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a) dan dimensi kolom yang didapat dari perhitungan sebesar 110/110 cm pada lantai 1-5, 100/100 cm pada lantai 6-10 dan 90/90 cm pada lantai 11-15(atap). Dimensi struktur sekunder didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a). Sedangkan untuk dimensi pelat digunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2 dengan melihat tabel 9.5(c). adapun hasil modifikasi sebagai berikut :
  - a. Struktur Sekunder
    - Dimensi balok anak = 50/70 cm
    - Dimensi balok bordes = 30/45 cm
    - Dimensi balok lift = 30/40 cm
    - Tebal pelat = 14 cm
  - b. Struktur Primer
    - Dimensi balok induk = 65/85cm dan 60/80 cm
    - Dimensi kolom basement = 140/140 cm
    - Dimensi kolom lantai 1 – 15 = 110/110 cm
    - Pile cap = 6x 4,5 x 1,2 m
    - Tiang pancang = D60, H = 33 m

2. Komponen pracetak disambung dengan menggunakan sambungan basah dan konsol pendek agar bangunan tersebut menjadi bangunan pracetak yang monolit. Ukuran konsol pendek pada kolom adalah 800x400 mm.
3. Detailing sambungan pracetak dirancang bersifat monolit antar elemennya dengan tulangan-tulangan. Sambungan didesain sesuai dengan ketentuan yang berlaku.
4. Menganalisa gaya-gaya dalam struktur gedung menggunakan program SAP2000 dengan memasukkan gaya-gaya yang bekerja pada pelat serta beban vertical dan horizontal.
5. Pondasi direncanakan sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas melalui pile cap.
6. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada Desain Modifikasi Gedung Apartemen Aspen Admiralty Residence Tower D akan dituangkan pada gambar teknik yang ada pada lampiran.

## 12.2 Saran

Berdasarkan analisa selama proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat penulis sampaikan adalah diantaranya :

1. Perlu pengawasan dengan baik pada saat pelaksanaan sambungan antar elemen beton pracetak karena sambungan beton pracetak tentu tidak semonolit seperti pada sambungan dengan cor setempat agar nantinya pada saat memikul beban tidak terjadi gaya-gaya tambahan yang tidak diinginkan pada daerah sambungan akibat dari kurang sempurnanya pengerjaan sambungan.
2. Tipe elemen pracetak sedapat mungkin dibuat seminal mungkin untuk lebih menyeragamkan bentuk cetakan dan detail tulangan sehingga tujuan dari konstruksi dengan metode pracetak dapat terlaksana.

3. Masih perlu lagi pengembangan teknologi Pracetak agar lebih inovatif dan efisien dalam penggunaannya, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.
4. Diperlukan penelitian lebih lanjut perihal pengembangan teknologi pracetak agar lebih efisien dalam penggunaannya, sehingga para pelaku dunia konstruksi lebih mudah dalam mengaplikasikan metode beton pracetak.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Elliott S. Kim. 2002. *Precast Concrete Structures*.
- Precast/Prestressed Concrete Institute. 2004. *PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete Sixth Edition*. Chicago : Precast/Prestressed Concrete Institute.
- Nawy, E. G.; Tavio; and Kusuma, B., “**Beton Bertulang: Sebuah Pendekatan Mendasar**,” Edisi Ke-Lima, Jilid 2, ITS Press, July 2010, 455 pp.
- Nawy, E. G.; Tavio; and Kusuma, B., “**Beton Bertulang: Sebuah Pendekatan Mendasar**,” Edisi Ke-Lima, Jilid 1, ITS Press, Jan. 2010, 438 pp.
- Tavio; and Kusuma, B., “**Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa: Sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 03-1726-2002 Dilengkapi Pemodelan dan Analisis dengan Program Bantu ETABS v.9.07**,” ITS Press, Mar. 2009, 141 pp.
- Tomlinson, M. J., “**Pile Design and Construction Practice**,” E & FN SPON, Chapman & Hall London, Fourth edition, 1994, 411 pp.

**LAMPIRAN**

# PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 52 \text{ MPa}$  (Cube  $600 \text{ kg/cm}^2$ )

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section ( $\text{cm}^2$ )	Section Inertia ( $\text{cm}^4$ )	Unit Weight ( $\text{kg/m}$ )	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack *	Ultimate ( $\text{ton}\cdot\text{m}$ )			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
DEAD	LinStatic	-1.291E-08	-3.107E-08	174556.026	3549516.17	-2621136.82	-0.000000227
Beban hidup (LIVE)	LinStatic	1.866E-09	-1.281E-08	36508.399	724463.6746	-548173.33	-2.424E-07

GlobalX	GlobalY	GlobalZ	XCentroidFX	YCentroidFX	ZCentroidFX	XCentroidFY	YCentroidFY
m	m	m	m	m	m	m	m
0	0	0	5.231E+11	11628216.37	-3.49999	4730991.59	1.835E+11
0	0	0	-1.398E+12	-24940920.5	-3.5	3659789.99	1.443E+11

ZCentroidFY	XCentroidFZ	YCentroidFZ	ZCentroidFZ
m	m	m	m
-3.5	15.01602	20.33372	-3.5
-3.5	15.01499	19.84225	-3.5



**TABLE: Base Reactions**

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
SPEC 1	LinRespSpec	Max	2909.359	14.888	2.018	72.0693	9083.9416
SPEC 2	LinRespSpec	Max	3.527	4091.617	20.84	10589.997	323.7401
EQx	LinStatic		-8807.411	8.869E-08	-1.826E-10	-0.102	-60347.9443
EQy	LinStatic		-8807.411	8.864E-08	-1.852E-10	-0.102	-60347.9443

GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ	XCentroidFX	YCentroidFX	ZCentroidFX	XCentroidFY
KN-m	m	m	m	m	m	m	m
61334.2712	0	0	0	32.608	44.70299	7.60086	247821519.7
61436.6652	0	0	0	16.39844	83.91383	4.4655	599.05147
184042.4904	0	0	0	15.015	20.99001	-3.5	-9184101723
184042.4904	0	0	0	15.015	20.99001	-3.5	-9188811609

YCentroidFY	ZCentroidFY	XCentroidFZ	YCentroidFZ	ZCentroidFZ
m	m	m	m	m
73.19686	7.60086	79720248.2	5760.934	7.60086
27.0039	4.4655	1136.08119	8045.12987	4.4655
11930.85694	-3.5	-3.768E+14	319959916	-3.50281
11936.96319	-3.5	-3.716E+14	315481133.2	-3.49762

**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.013596	7.565E-08	0.72321	4.17E-08	7.565E-08
MODAL	Mode	2	1.93098	0.52327	1.573E-07	1.237E-10	0.52327
MODAL	Mode	3	1.750255	0.19786	1.418E-08	5.43E-11	0.72114
MODAL	Mode	4	0.647359	3.203E-08	0.10835	3.737E-07	0.72114
MODAL	Mode	5	0.630222	0.07185	6.693E-08	1.545E-10	0.79299
MODAL	Mode	6	0.574433	0.04149	2.495E-09	1.139E-10	0.83449
MODAL	Mode	7	0.349883	1.927E-08	0.04725	0.000000293	0.83449
MODAL	Mode	8	0.341301	0.03189	3.822E-08	1.309E-10	0.86638
MODAL	Mode	9	0.30238	0.01766	1.897E-09	2.435E-10	0.88404
MODAL	Mode	10	0.221807	1.028E-09	0.0329	0.000003075	0.88404
MODAL	Mode	11	0.199288	0.03908	2.665E-09	2.565E-09	<b>0.92313</b>
MODAL	Mode	12	0.153587	3.905E-09	0.02024	0.00004787	0.92313
MODAL	Mode	13	0.112174	2.994E-07	0.01605	0.00063	0.92313
MODAL	Mode	14	0.096448	0.05227	8.872E-07	2.998E-08	0.9754
MODAL	Mode	15	0.077956	0.000002187	0.0206	0.00186	0.9754
MODAL	Mode	16	0.041849	0.00000052	0.02685	0.00214	0.9754

SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0.72321	4.17E-08	0.5865	3.265E-08	0.18609	0.5865	3.265E-08	0.18609
0.72321	4.183E-08	1.315E-07	0.5142	0.07003	0.5865	0.5142	0.25611
0.72321	4.188E-08	1.033E-08	0.19415	0.46397	0.5865	0.70835	0.72008
0.83156	4.156E-07	0.00184	6.286E-08	0.02787	0.58834	0.70835	0.74795
0.83156	4.158E-07	1.638E-09	0.00129	0.00672	0.58834	0.70964	0.75467
0.83156	4.159E-07	3.813E-17	0.00056	0.07905	0.58834	0.7102	0.83372
0.87881	7.089E-07	0.00149	4.684E-08	0.01215	0.58983	0.7102	0.84588
0.87881	7.091E-07	1.859E-09	0.00119	0.00383	0.58983	0.71139	0.84971
0.87881	7.093E-07	2.6E-11	0.00033	0.03134	0.58983	0.71172	0.88105
0.91171	0.000003785	0.00004256	6.295E-07	0.00847	0.58987	0.71172	0.88952
<b>0.91171</b>	0.000003787	7.745E-11	0.00004711	0.01362	0.58987	0.71177	0.90314
0.93195	0.00005165	0.00016	0.000009791	0.00521	0.59003	0.71177	0.90835
0.94801	0.00069	0.0000888	0.00013	0.00419	0.59012	0.7119	0.91254
0.94801	0.00069	5.928E-10	0.00002333	0.0313	0.59012	0.71193	0.94384
0.9686	0.00254	0.00002134	0.00038	0.00545	0.59014	0.71231	0.94929
0.99545	0.00468	0.00008432	0.00043	0.00686	0.59022	0.71274	0.95615

**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	10.751801	0.00072	3.959E-15	3.162E-16	0.00072
MODAL	Mode	2	1.451824	0.24829	8.189E-10	1.109E-11	0.24901
MODAL	Mode	3	1.22468	3.261E-08	0.25238	0.000001011	0.24901
MODAL	Mode	4	1.213829	0.00742	7.821E-07	4.164E-12	0.25644
MODAL	Mode	5	0.521671	5.503E-08	0.45495	1.825E-08	0.25644
MODAL	Mode	6	0.5135	0.05018	6.564E-07	1.637E-12	0.30662
MODAL	Mode	7	0.486592	0.13274	3.278E-09	4.931E-12	0.43936
MODAL	Mode	8	0.38385	0.26753	6.149E-09	2.755E-11	0.70689
MODAL	Mode	9	0.363549	9.225E-08	0.12189	0.000004065	0.70689
MODAL	Mode	10	0.357148	0.04385	0.000000104	1.436E-11	0.75074
MODAL	Mode	11	0.247441	3.815E-12	4.692E-07	0.0685	0.75074
MODAL	Mode	12	0.247436	0.000003391	9.352E-13	7.84E-08	0.75075
MODAL	Mode	13	0.241792	4.884E-12	6.521E-07	0.00006827	0.75075
MODAL	Mode	14	0.24056	6.992E-07	3.397E-10	2.367E-08	0.75075
MODAL	Mode	15	0.239938	1.319E-10	0.000002823	0.00025	0.75075
MODAL	Mode	16	0.236358	5.892E-08	0.000002683	0.02234	0.75075
MODAL	Mode	17	0.236202	0.000002239	8.155E-08	0.00073	0.75075
MODAL	Mode	18	0.234114	6.631E-07	4.044E-09	0.00004681	0.75075

MODAL	Mode	19	0.231598	8.947E-10	0.000001	0.00133	0.75075
MODAL	Mode	20	0.229031	8.112E-08	8.917E-08	8.499E-07	0.75075
MODAL	Mode	21	0.228833	6.515E-09	8.134E-07	0.00005794	0.75075
MODAL	Mode	22	0.20022	0.02633	5.365E-09	8.867E-10	0.77708
MODAL	Mode	23	0.19395	1.453E-08	0.02429	1.267E-08	0.77708
MODAL	Mode	24	0.187849	0.00715	7.626E-09	1.191E-07	0.78423
MODAL	Mode	25	0.185853	1.194E-08	0.000005375	0.03015	0.78423
MODAL	Mode	26	0.177925	0.000000062	0.000001347	0.1139	0.78423
MODAL	Mode	27	0.170868	0.00006332	9.698E-09	0.00083	0.78429
MODAL	Mode	28	0.164654	0.00132	4.843E-09	0.00004281	0.78561
MODAL	Mode	29	0.158218	1.173E-08	0.00291	0.000007871	0.78561
MODAL	Mode	30	0.152612	0.0007	8.237E-08	0.0000593	0.78631
MODAL	Mode	31	0.147359	0.000001181	0.00002849	0.013	0.78631
MODAL	Mode	32	0.132906	0.00001799	0.0000693	0.00001791	0.78633
MODAL	Mode	33	0.130811	0.00019	0.0000101	0.000002884	0.78653
MODAL	Mode	34	0.116936	0.000001157	0.04839	0.00003124	0.78653
MODAL	Mode	35	0.113324	0.00002084	0.05127	0.00006686	0.78655
MODAL	Mode	36	0.111872	0.00239	0.00033	3.598E-08	0.78894
MODAL	Mode	37	0.101185	0.00004273	0.00352	0.00005675	0.78898
MODAL	Mode	38	0.099094	0.0031	0.00003498	3.565E-07	0.79208
MODAL	Mode	39	0.085092	0.06151	6.209E-08	2.129E-07	0.8536

MODAL	Mode	40	0.071736	0.0000561	0.00626	0.000006791	0.85365
MODAL	Mode	41	0.069556	0.02456	0.00002399	6.405E-07	0.87821
MODAL	Mode	42	0.062159	0.00004011	0.00323	0.00006476	0.87826
MODAL	Mode	43	0.051037	0.00369	0.00929	0.000008941	0.88195
MODAL	Mode	44	0.050746	0.00317	0.01058	0.00000286	0.88512
MODAL	Mode	45	0.036584	0.0303	0.000002587	4.512E-07	0.91542
MODAL	Mode	46	0.032449	0.00001051	0.00658	0.00005304	0.91543
MODAL	Mode	47	0.024538	0.000001578	0.00383	0.00005586	0.91543
MODAL	Mode	48	0.010256	0.06146	1.457E-08	4.134E-07	0.97689



SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
3.959E-15	3.162E-16	5.063E-17	0.00015	0.00031	5.063E-17	0.00015	0.00031
8.189E-10	1.11E-11	1.176E-09	0.46544	0.08203	1.176E-09	0.46559	0.08234
0.25238	0.000001011	0.40296	5.003E-07	0.0662	0.40296	0.46559	0.14854
0.25238	0.000001011	0.000001251	0.01416	0.09945	0.40297	0.47976	0.24799
0.70733	0.000001029	0.07546	2.546E-08	0.11895	0.47842	0.47976	0.36694
0.70733	0.000001029	1.095E-07	0.00867	0.02292	0.47842	0.48842	0.38986
0.70733	0.000001029	4.581E-10	0.02146	0.17938	0.47842	0.50988	0.56924
0.70733	0.000001029	2.014E-09	0.07831	0.07865	0.47842	0.5882	0.64789
0.82921	0.000005094	0.03457	5.643E-07	0.03195	0.51299	0.5882	0.67984
0.82921	0.000005094	2.985E-08	0.01345	0.09997	0.51299	0.60165	0.77981
0.82921	0.06851	0.00183	0.01418	1.222E-07	0.51482	0.61583	0.77981
0.82921	0.06851	2.35E-09	0.00702	8.895E-07	0.51482	0.62285	0.77981
0.82921	0.06858	0.00001158	0.00001498	1.453E-07	0.51483	0.62287	0.77981
0.82921	0.06858	6.806E-09	0.000006826	1.597E-07	0.51483	0.62288	0.77981
0.82922	0.06883	0.000006736	0.00005003	7.967E-07	0.51483	0.62293	0.77981
0.82922	0.09117	0.00383	0.00392	2.553E-07	0.51867	0.62685	0.77981
0.82922	0.0919	0.00014	0.00246	0.00000319	0.5188	0.62931	0.77982
0.82922	0.09195	0.0000154	0.00111	3.981E-07	0.51882	0.63042	0.77982

0.82922	0.09327	0.00028	0.00029	3.094E-07	0.5191	0.63071	0.77982
0.82922	0.09327	0.00000134	0.00049	0.000001118	0.5191	0.63119	0.77982
0.82922	0.09333	7.855E-07	0.00001129	6.545E-07	0.5191	0.63121	0.77982
0.82922	0.09333	7.231E-11	0.00429	0.00466	0.5191	0.63549	0.78448
0.85351	0.09333	0.00039	1.116E-08	0.00636	0.5195	0.63549	0.79084
0.85351	0.09333	4.421E-08	0.00146	0.01726	0.5195	0.63695	0.8081
0.85352	0.12348	0.00266	0.00643	0.000001538	0.52216	0.64338	0.8081
0.85352	0.23739	0.07198	0.02555	7.532E-07	0.59415	0.66893	0.8081
0.85352	0.23821	0.00038	0.00333	0.000003988	0.59453	0.67227	0.80811
0.85352	0.23826	0.00001391	0.02493	0.00018	0.59454	0.6972	0.80829
0.85643	0.23827	0.02154	0.000003463	0.00076	0.61608	0.69721	0.80905
0.85643	0.23832	0.00001173	0.00253	0.00131	0.6161	0.69973	0.81036
0.85646	0.25133	0.00074	0.00298	0.00002229	0.61683	0.70271	0.81039
0.85652	0.25134	0.00015	0.000003116	0.000006682	0.61698	0.70272	0.81039
0.85653	0.25135	0.00003758	0.00017	2.159E-08	0.61701	0.70288	0.81039
0.90492	0.25138	0.00883	0.00001751	0.01308	0.62585	0.7029	0.82348
0.95619	0.25144	0.00819	0.00007742	0.01186	0.63404	0.70298	0.83533
0.95652	0.25144	0.00008879	0.00231	0.00527	0.63413	0.70529	0.8406
0.96004	0.2515	0.00587	0.00001049	0.00104	0.64	0.7053	0.84164
0.96008	0.2515	0.00004234	0.00366	0.00065	0.64004	0.70896	0.84229
0.96008	0.2515	1.606E-08	0.00984	0.0343	0.64004	0.7188	0.87659



0.96633	0.25151	0.00187	0.000003474	0.00127	0.64191	0.7188	0.87786
0.96636	0.25151	0.000006373	0.00883	0.0111	0.64191	0.72763	0.88896
0.96959	0.25157	1.734E-08	0.00012	0.0006	0.64191	0.72775	0.88956
0.97887	0.25158	0.0022	0.00152	0.00741	0.64411	0.72926	0.89697
0.98945	0.25159	0.00296	0.00106	0.00035	0.64708	0.73032	0.89732
0.98945	0.25159	0.000003249	0.00745	0.01364	0.64708	0.73777	0.91096
0.99604	0.25164	0.00127	0.00004409	0.00151	0.64835	0.73782	0.91247
0.99987	0.25169	0.00028	0.00003323	0.00108	0.64863	0.73785	0.91355
0.99987	0.2517	0.000001574	0.00736	0.02892	0.64864	0.74521	0.94248

**TABLE: Joint Displacements**

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
37	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.019723	0.051463	0.000438	0.000338	0.000128	0.000576
2722	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.019302	0.05042	0.000436	0.000464	0.000179	0.000563
2630	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.018695	0.048914	0.000432	0.000642	0.000248	0.000545
2534	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.017876	0.046872	0.000424	0.000805	0.000311	0.000521
2442	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.016846	0.04428	0.00041	0.00096	0.000368	0.000491
1525	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.015606	0.041104	0.000391	0.001096	0.000415	0.000454
2296	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.014262	0.037603	0.000374	0.00116	0.000438	0.000415
2204	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.012811	0.033805	0.000352	0.001236	0.000466	0.000373
2108	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.011246	0.029699	0.000326	0.001305	0.000492	0.000328
2016	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.009579	0.02531	0.000293	0.001365	0.000512	0.000279
1165	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.007839	0.0207	0.000255	0.001397	0.000521	0.000229
1870	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.006092	0.016046	0.000221	0.001389	0.000518	0.000178
1778	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.004371	0.011464	0.000182	0.001337	0.0005	0.000128
1686	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.002751	0.007172	0.000139	0.001204	0.000454	0.000081
227	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.001358	0.003512	0.000091	0.000947	0.000361	0.00004
4	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0.000395	0.001014	0.000041	0.000495	0.000191	0.000012
185	SPEC 2	LinRespSpec	Max	0	0	0	0	0	0

**TABLE: Modal Periods And Frequencies**

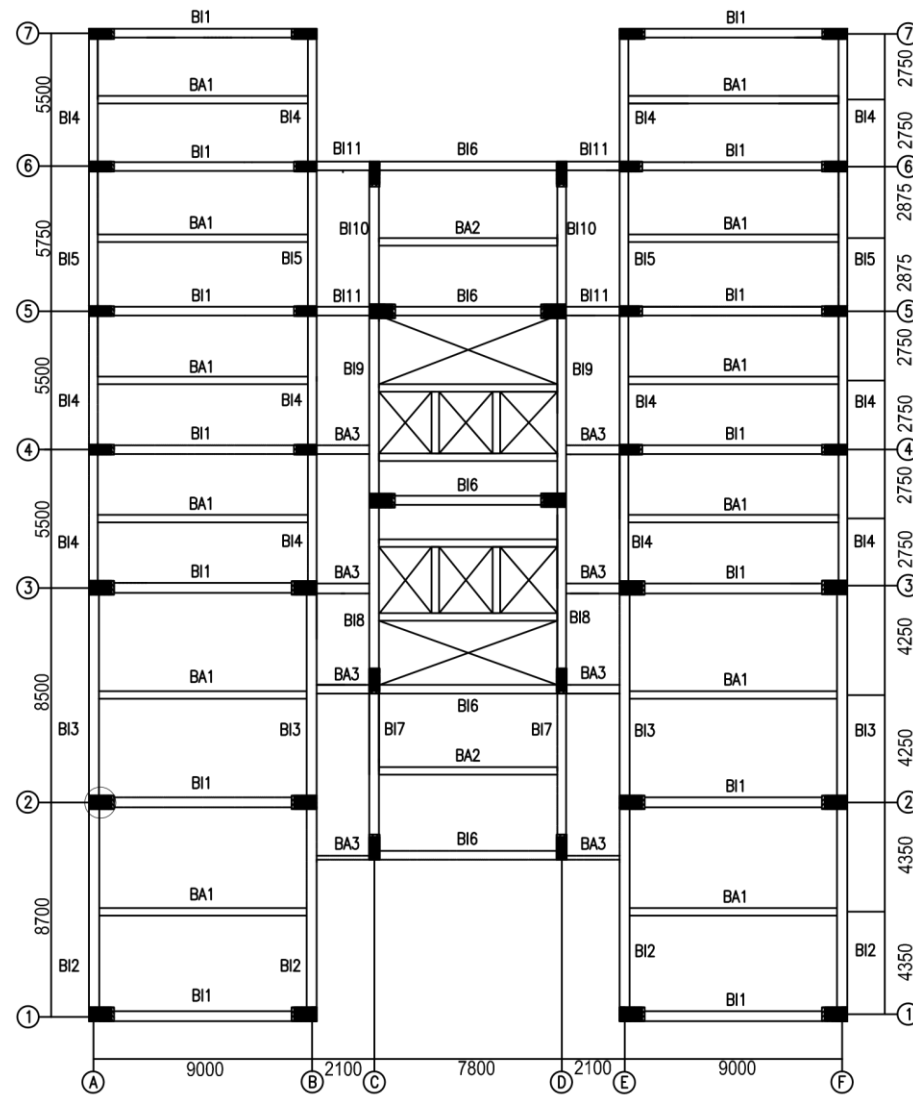
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	<b>2.013596</b>	0.49662	3.1204	9.7368
MODAL	Mode	2	1.93098	0.51787	3.2539	10.588
MODAL	Mode	3	1.750255	0.57135	3.5899	12.887
MODAL	Mode	4	0.647359	1.5447	9.7059	94.204
MODAL	Mode	5	0.630222	1.5867	9.9698	99.397
MODAL	Mode	6	0.574433	1.7408	10.938	119.64
MODAL	Mode	7	0.349883	2.8581	17.958	322.49
MODAL	Mode	8	0.341301	2.93	18.41	338.91
MODAL	Mode	9	0.30238	3.3071	20.779	431.77
MODAL	Mode	10	0.221807	4.5084	28.327	802.43
MODAL	Mode	11	0.199288	5.0179	31.528	994.03
MODAL	Mode	12	0.153587	6.511	40.91	1673.6
MODAL	Mode	13	0.112174	8.9147	56.013	3137.5
MODAL	Mode	14	0.096448	10.368	65.146	4244
MODAL	Mode	15	0.077956	12.828	80.599	6496.2
MODAL	Mode	16	0.041849	23.895	150.14	22541

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
34	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.08193	0.040624	0.000619	0.000271	0.000531	0.002391
2719	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.080183	0.039763	0.000617	0.000378	0.000745	0.00234
2627	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.077661	0.038516	0.000611	0.000527	0.001032	0.002266
2531	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.07426	0.03683	0.0006	0.00066	0.001293	0.002165
2439	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.06998	0.034709	0.000582	0.00078	0.001528	0.002039
1522	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.064828	0.032155	0.000556	0.00087	0.001723	0.001888
2293	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.059247	0.029392	0.000533	0.000914	0.001821	0.001725
2201	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.053217	0.026409	0.000503	0.00097	0.001937	0.00155
2105	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.046717	0.023194	0.000466	0.001021	0.002042	0.001361
2013	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.039794	0.019766	0.000421	0.001064	0.002128	0.00116
1162	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.032562	0.016182	0.000367	0.001081	0.002166	0.00095
1867	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.025306	0.012581	0.000318	0.001073	0.002153	0.000739
1775	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.018158	0.009031	0.000263	0.001037	0.002078	0.000531
1683	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.01143	0.005685	0.0002	0.000942	0.001885	0.000335
224	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.005641	0.002806	0.000132	0.000749	0.001499	0.000166
1	SPEC 1	LinRespSpec Max		0.001643	0.000817	0.00006	0.000397	0.000795	0.000048
182	SPEC 1	LinRespSpec Max		0	0	0	0	0	0

Lantai	h (mm)	$\delta_s$	$\delta$	Drift ( $\Delta$ )	Syarat Drift ( $\Delta$ s)
Atap	49.875	81.93	450.615	9.6085	66.5
15	46.55	80.183	441.0065	13.871	66.5
14	43.225	77.661	427.1355	18.7055	66.5
13	39.9	74.26	408.43	23.54	66.5
12	36.575	69.98	384.89	28.336	66.5
11	33.25	64.828	356.554	30.6955	66.5
10	29.925	59.247	325.8585	33.165	66.5
9	26.6	53.217	292.6935	35.75	66.5
8	23.275	46.717	256.9435	38.0765	66.5
7	19.95	39.794	218.867	39.776	66.5
6	16.625	32.562	179.091	39.908	66.5
5	13.3	25.306	139.183	39.314	66.5
4	9.975	18.158	99.869	37.004	66.5
3	6.65	11.43	62.865	31.8395	66.5
2	3.325	5.641	31.0255	21.989	66.5
1	-3.5	1.643	9.0365	9.0365	70

5.5  
3.325



**DENAH LANTAI 1-15**  
Skala 1: 100



**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

**KETERANGAN**

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

**JUDUL GAMBAR**

DENAH LANTAI

**SKALA**

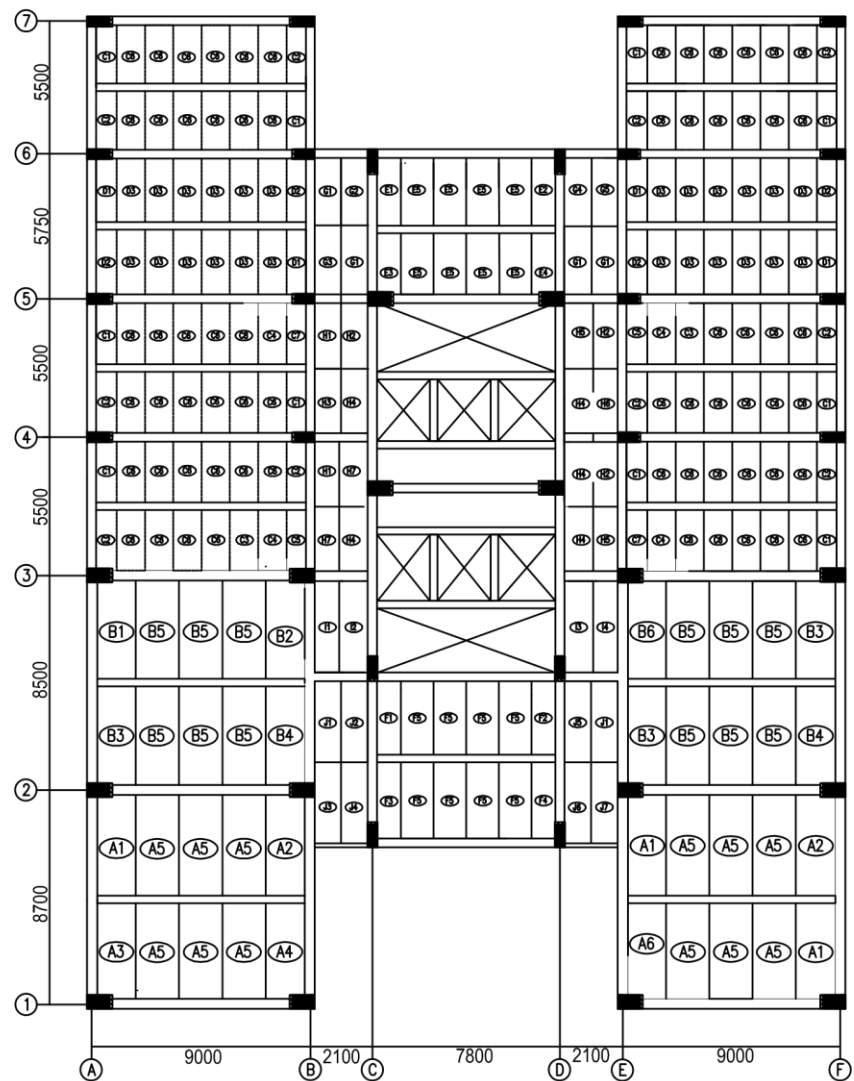
1 : 500

**NO. GAMBAR**

1

**JLH. GAMBAR**

18



**DENAH PELAT LANTAI 1-15**  
Skala 1: 100



**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

**KETERANGAN**

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

**JUDUL GAMBAR**

DENAH PELAT LANTAI

**SKALA**

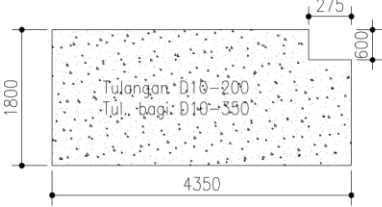
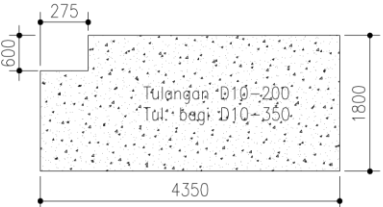
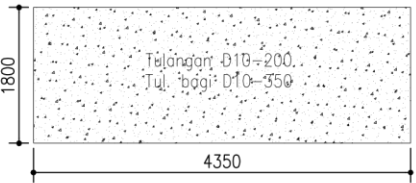

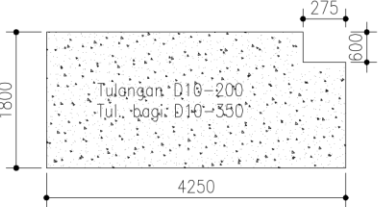
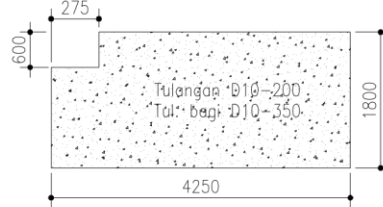
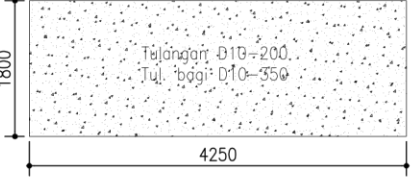
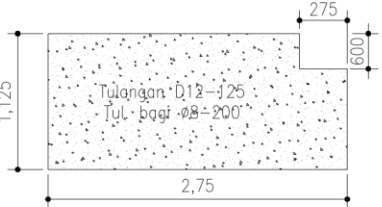
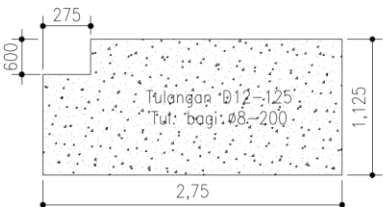
1 : 500

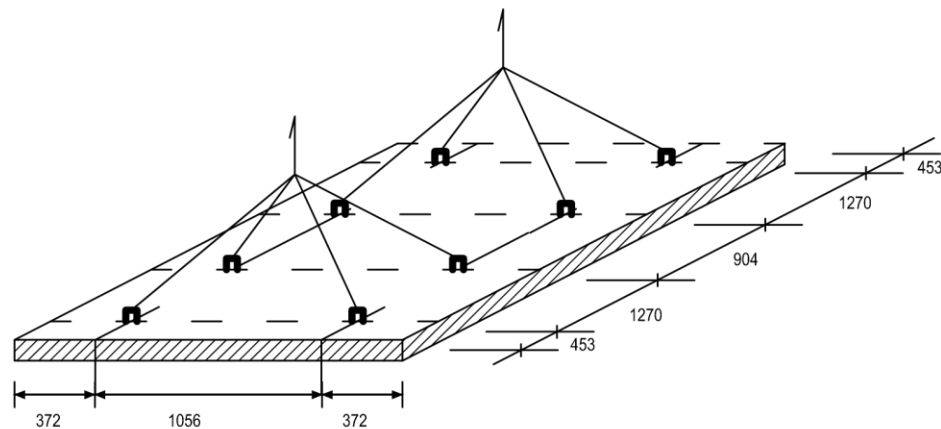
**NO. GAMBAR**

2

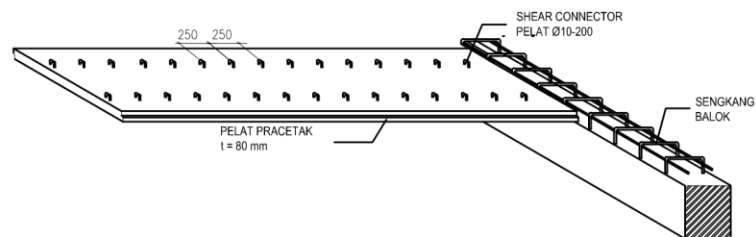
**JLH. GAMBAR**

18

			 <p>PROGRAM REGULER JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</p> <p>JUDUL TUGAS AKHIR</p> <p>DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ASPEN ADMIRALTY RESIDENCE</p> <p>DOSEN PEMBIMBING</p> <p>MAHASISWA</p> <p>SIMON SIAGIAN 31 12 100 103</p> <p>JUDUL GAMBAR</p> <p>SKALA</p> <p>NOMOR GAMBAR</p> <p>3 18</p> <p>CATATAN</p>
<p>A1</p> <p>4350 X 1800</p> <p>LANTAI 1-15 = 60 bh</p>	<p>A2</p> <p>4350 X 1800</p> <p>LANTAI 1-15 = 60 bh</p>	<p>A3</p> <p>4350 X 1800</p> <p>LANTAI 1-15 = 60 bh</p>	
			
<p>B3</p> <p>4250 x 1800</p> <p>LANTAI 1-15 = 60 bh</p>	<p>B4</p> <p>4250 x 1800</p> <p>LANTAI 1-15 = 60 bh</p>	<p>B5</p> <p>4250 X 1800</p> <p>LANTAI 1-15 = 60 bh</p>	
			
<p>C1</p> <p>2,75 X 1,125</p> <p>LANTAI 1-15 = 60 bh</p>	<p>C2</p> <p>2,75 X 1,125</p> <p>LANTAI 1-15 = 60 bh</p>	<p>C3</p> <p>2,75 X 1,125</p> <p>LANTAI 1-15 = 60 bh</p>	



**TITIK PENGANGKATAN PELAT TIPE A**  
Skala 1: 50



**SKETSA TULANGAN STUD PELAT A**  
Skala 1: 50



**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

**KETERANGAN**

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

**JUDUL GAMBAR**

PENGANGKATAN DAN  
PENULANGAN STUD

**SKALA**

1 : 50

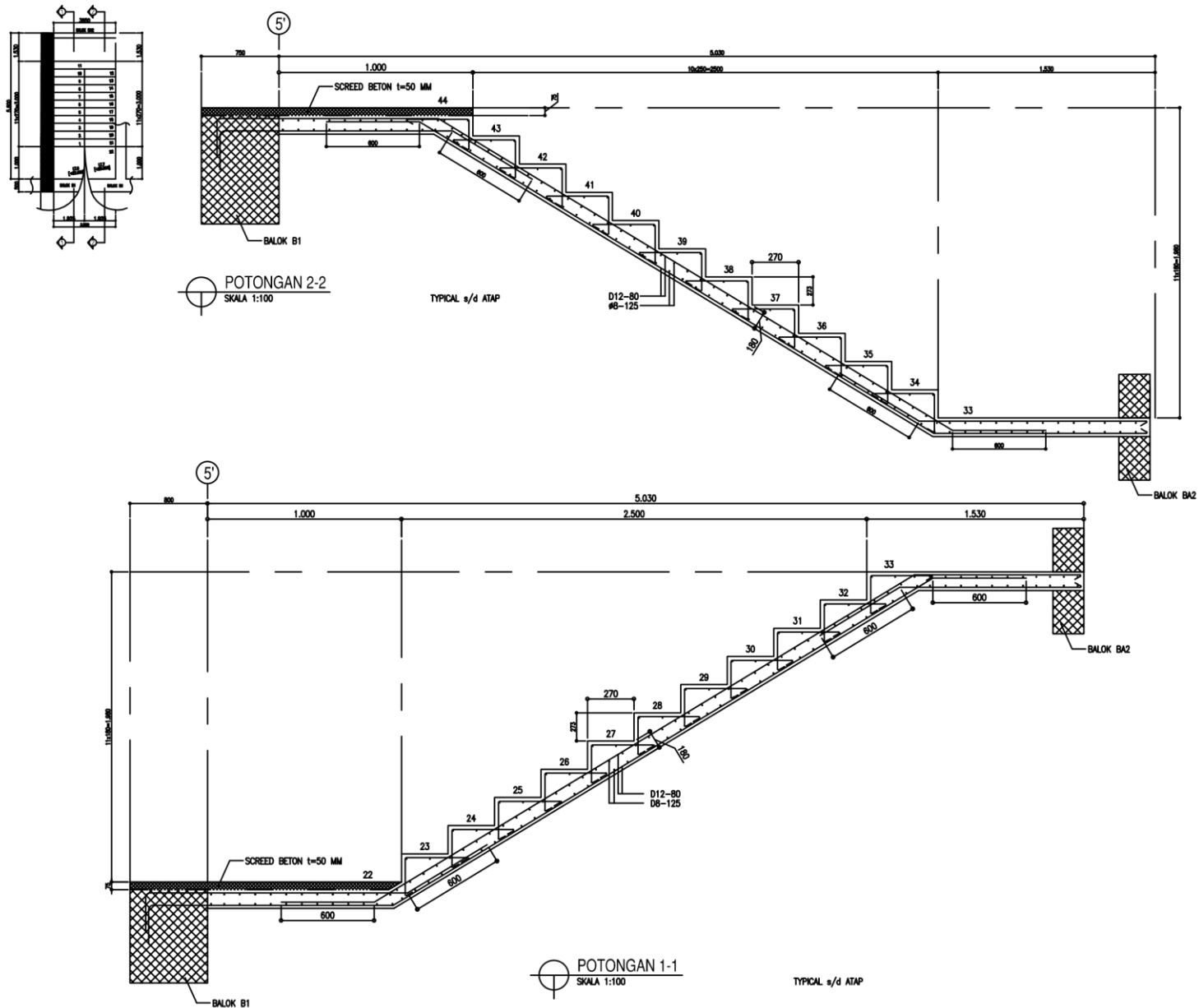
**NO. GAMBAR**

4

**JLH. GAMBAR**

18





## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

## KETERANGAN

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

## NAMA MAHASISWA

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

## DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

## JUDUL GAMBAR

TANGGA

SKALA

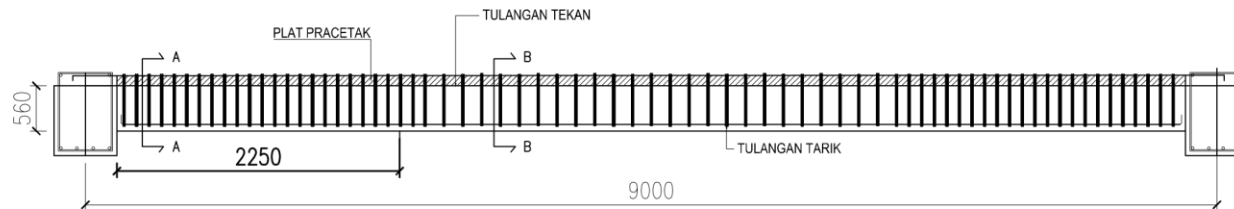
1 : 500

NO. GAMBAR

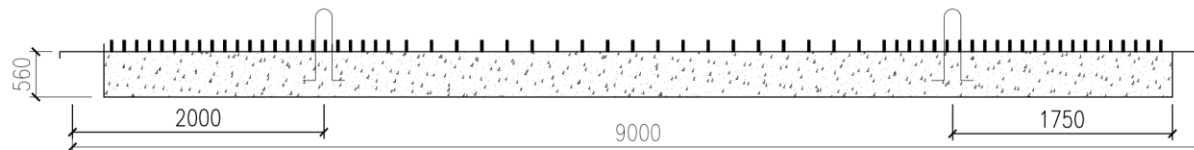
5

JLH. GAMBAR

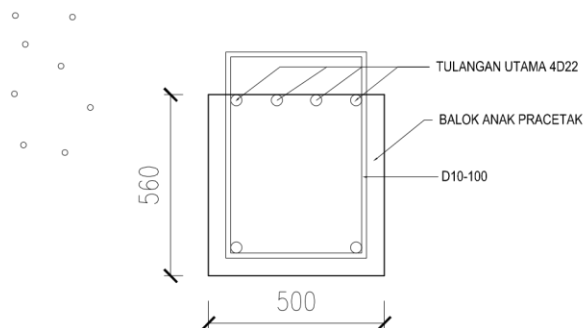
18



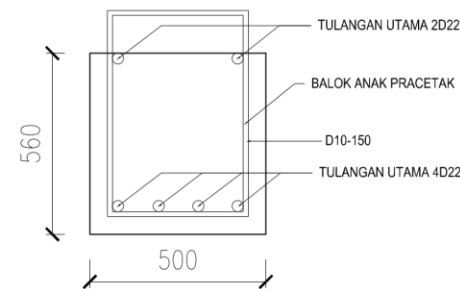
**BALOK ANAK SEBELUM KOMPOSIT**  
SKALA 1:50



**PENGANGKATAN BALOK ANAK**  
Skala 1: 50



**POTONGAN A-A**  
SKALA 1:12.5



**POTONGAN B-B**  
SKALA 1:12.5



**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

**KETERANGAN**

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

**JUDUL GAMBAR**

BALOK ANAK SEBELUM  
KOMPOSIT

**SKALA**

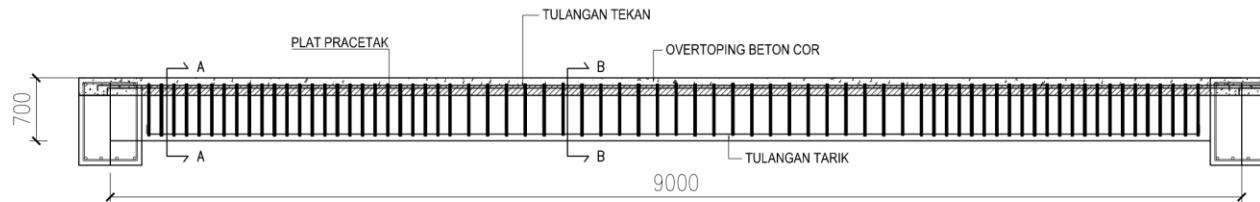
1 : 500

**NO. GAMBAR**

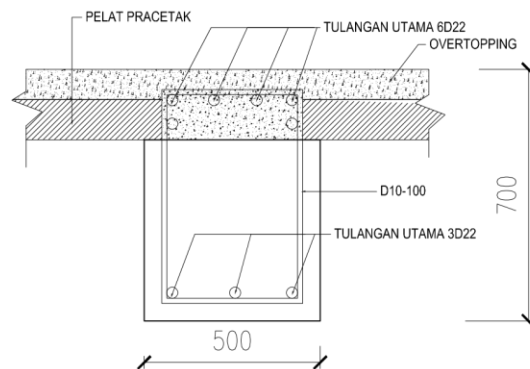
6

**JLH. GAMBAR**

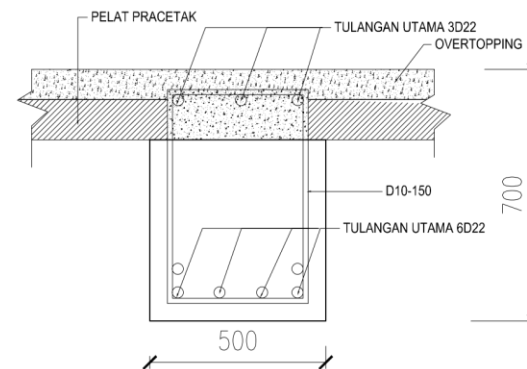
18



DETAIL BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT  
SKALA 1:50



POTONGAN A-A BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT  
SKALA 1:12.5



POTONGAN B-B BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT  
SKALA 1:12.5



#### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

#### KETERANGAN

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

#### NAMA MAHASISWA

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

#### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

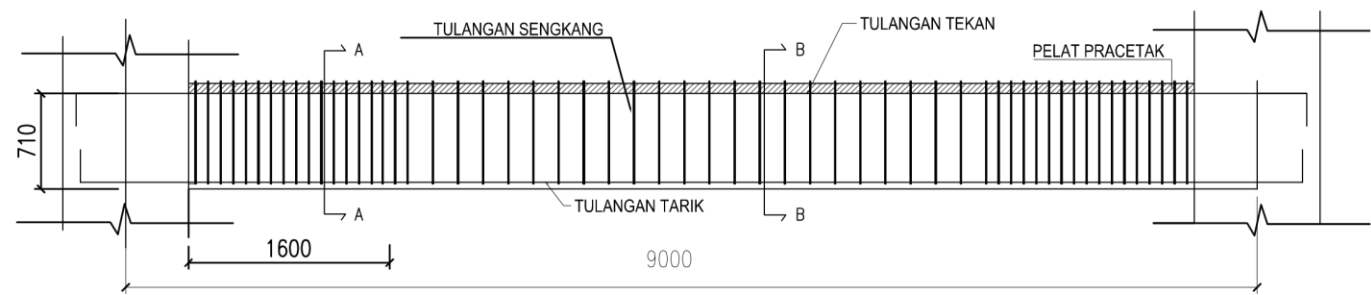
#### JUDUL GAMBAR

BALOK ANAK SESUDAH  
KOMPOSIT

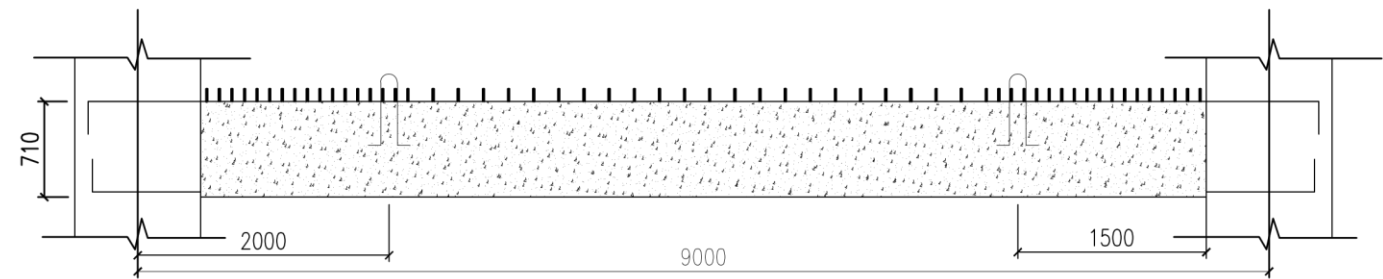
#### SKALA

1 : 500

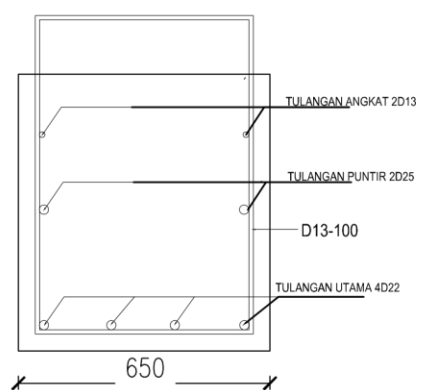
NO. GAMBAR	JLH. GAMBAR
7	18



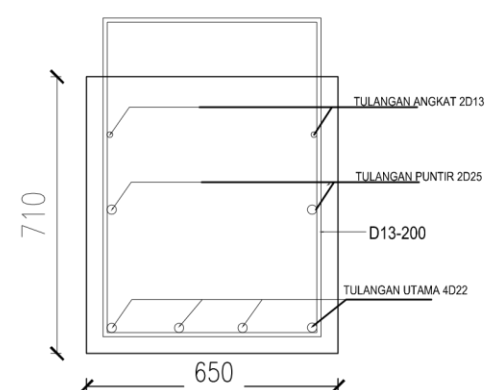
BALOK INDUK B1 SEBELUM KOMPOSIT  
Skala 1: 50



PENGANGKATAN BALOK INDUK B1  
Skala 1: 50



POTONGAN A-A  
Skala 1: 15



POTONGAN B-B  
Skala 1: 15



JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

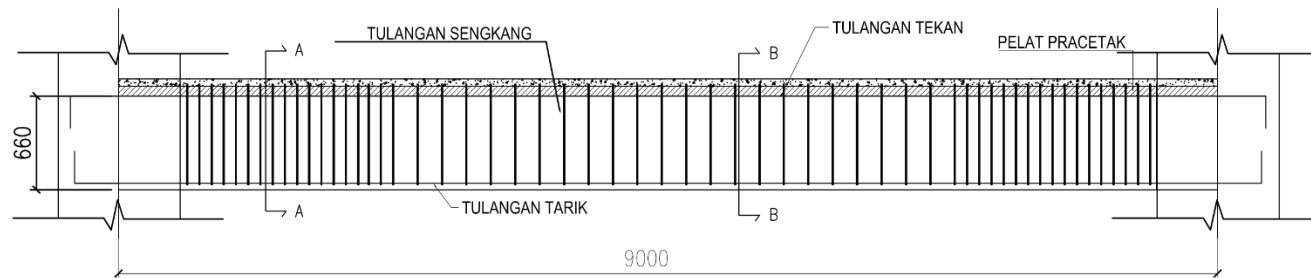
NAMA MAHASISWA  
SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

DOSEN PEMBIMBING  
1. Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D  
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

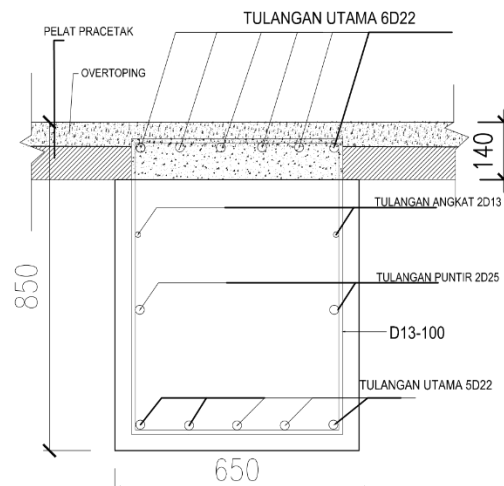
JUDUL GAMBAR  
BALOK INDUK SEBELUM  
KOMPOSIT

SKALA  
1 : 500

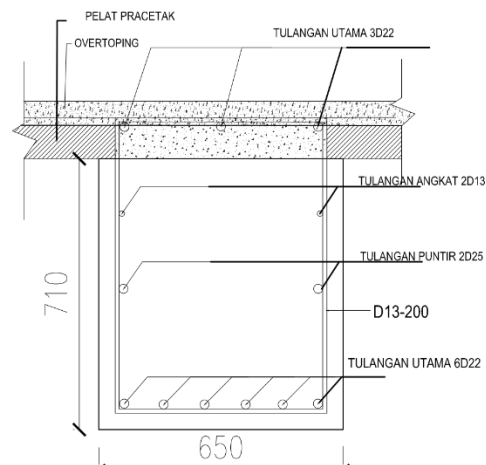
NO. GAMBAR	JLH. GAMBAR
8	18



**BALOK INDUK B1 SETELAH KOMPOSIT**  
Skala 1: 50



**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 15



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 15



**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

**KETERANGAN**

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

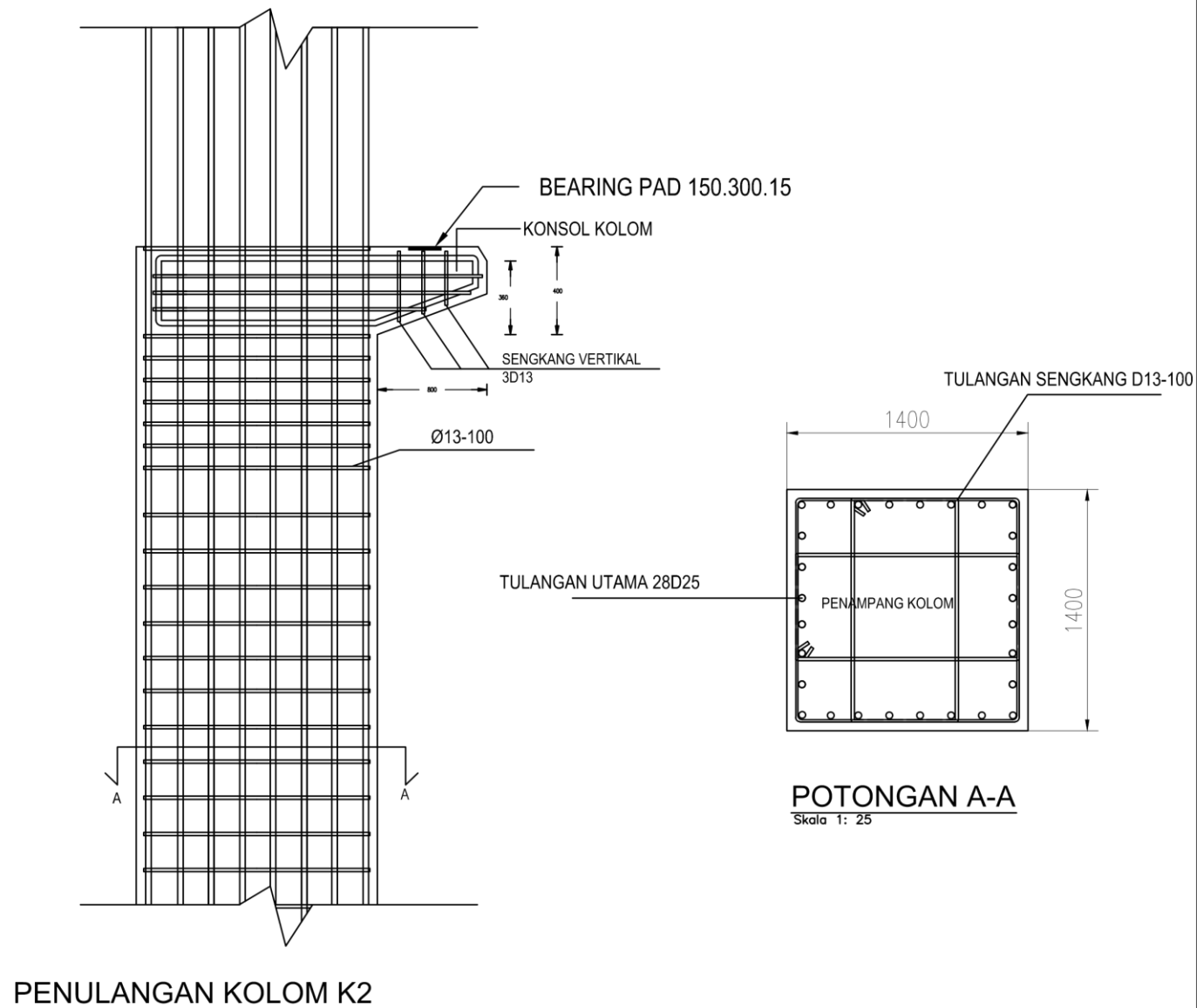
**JUDUL GAMBAR**

BALOK INDUK SESUDAH  
KOMPOSIT

**SKALA**

1 : 500

NO. GAMBAR	JLH. GAMBAR
9	18



**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

**KETERANGAN**

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

**JUDUL GAMBAR**

BALOK ANAK SEBELUM  
KOMPOSIT

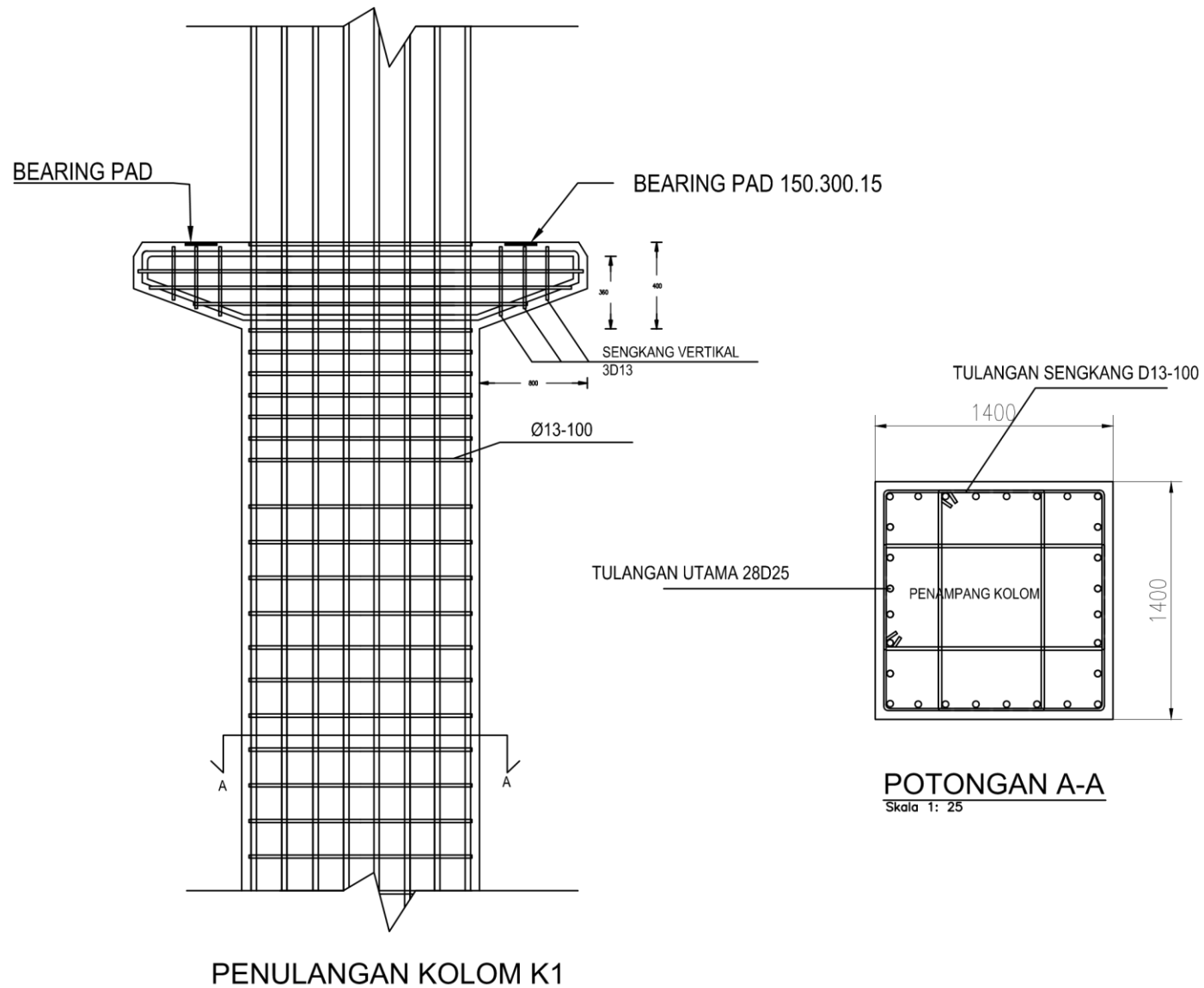
**SKALA**

1 : 25

NO. GAMBAR	JLH. GAMBAR
------------	-------------

10

18



#### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

#### KETERANGAN

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

#### NAMA MAHASISWA

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

#### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

#### JUDUL GAMBAR

BALOK ANAK SEBELUM  
KOMPOSIT

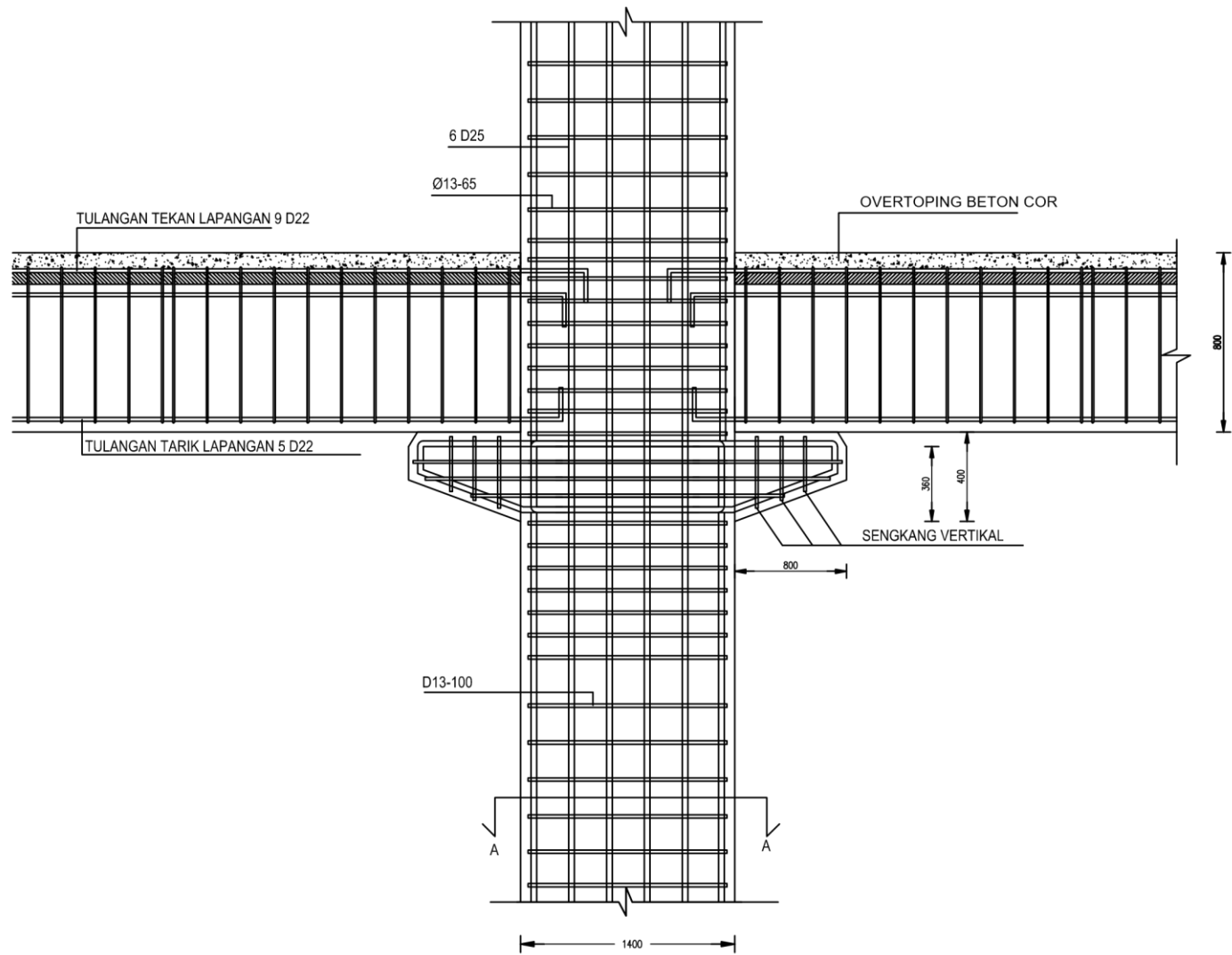
#### SKALA

1 : 25

#### NO. GAMBAR JLH. GAMBAR

11

18



DETAIL SAMBUNGAN BALOK KOLOM INTERIOR



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

KETERANGAN

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

JUDUL GAMBAR

BALOK ANAK SEBELUM  
KOMPOSIT

SKALA

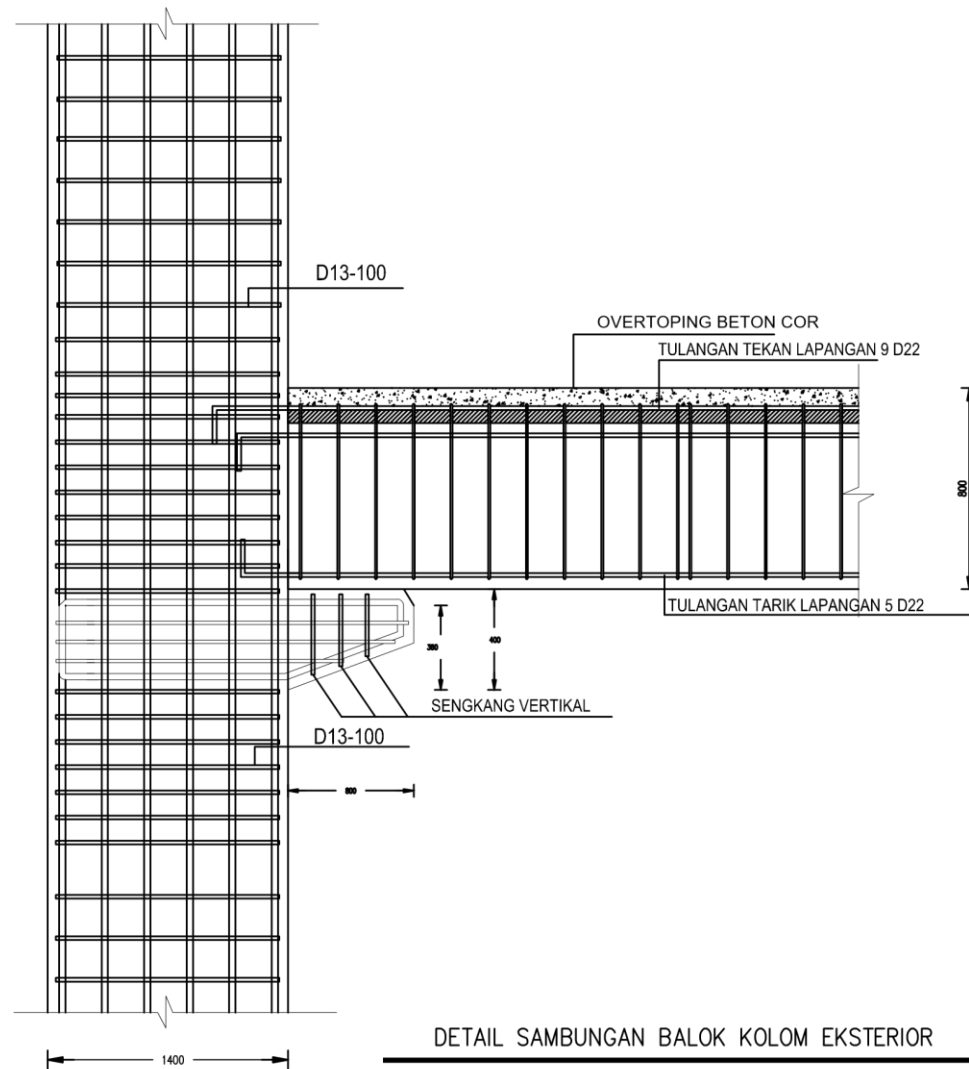
1 : 160

NO. GAMBAR	JLH. GAMBAR
------------	-------------

12

18





## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

## KETERANGAN

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

## NAMA MAHASISWA

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

## DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

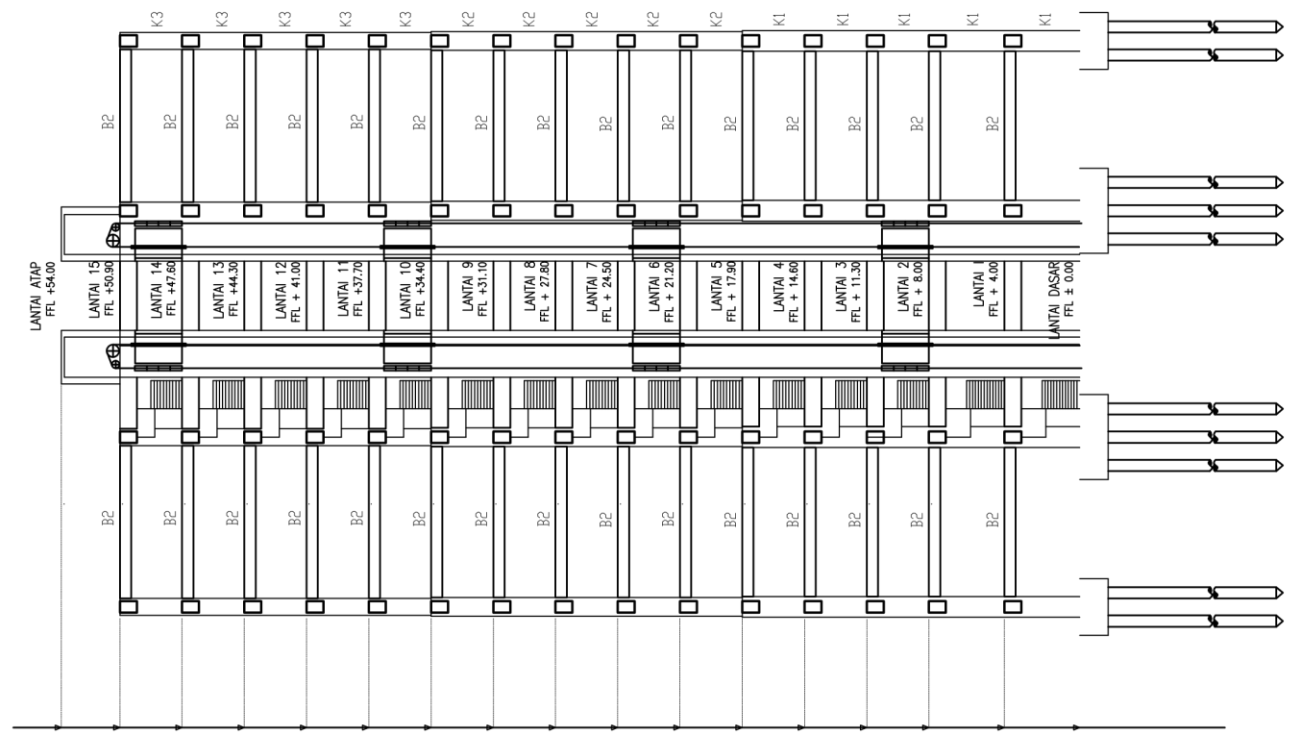
## JUDUL GAMBAR

BALOK ANAK SEBELUM  
KOMPOSIT

## SKALA

1 : 160

NO. GAMBAR	JLH. GAMBAR
13	18



POTONGAN C-C  
Skala 1: 400



JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

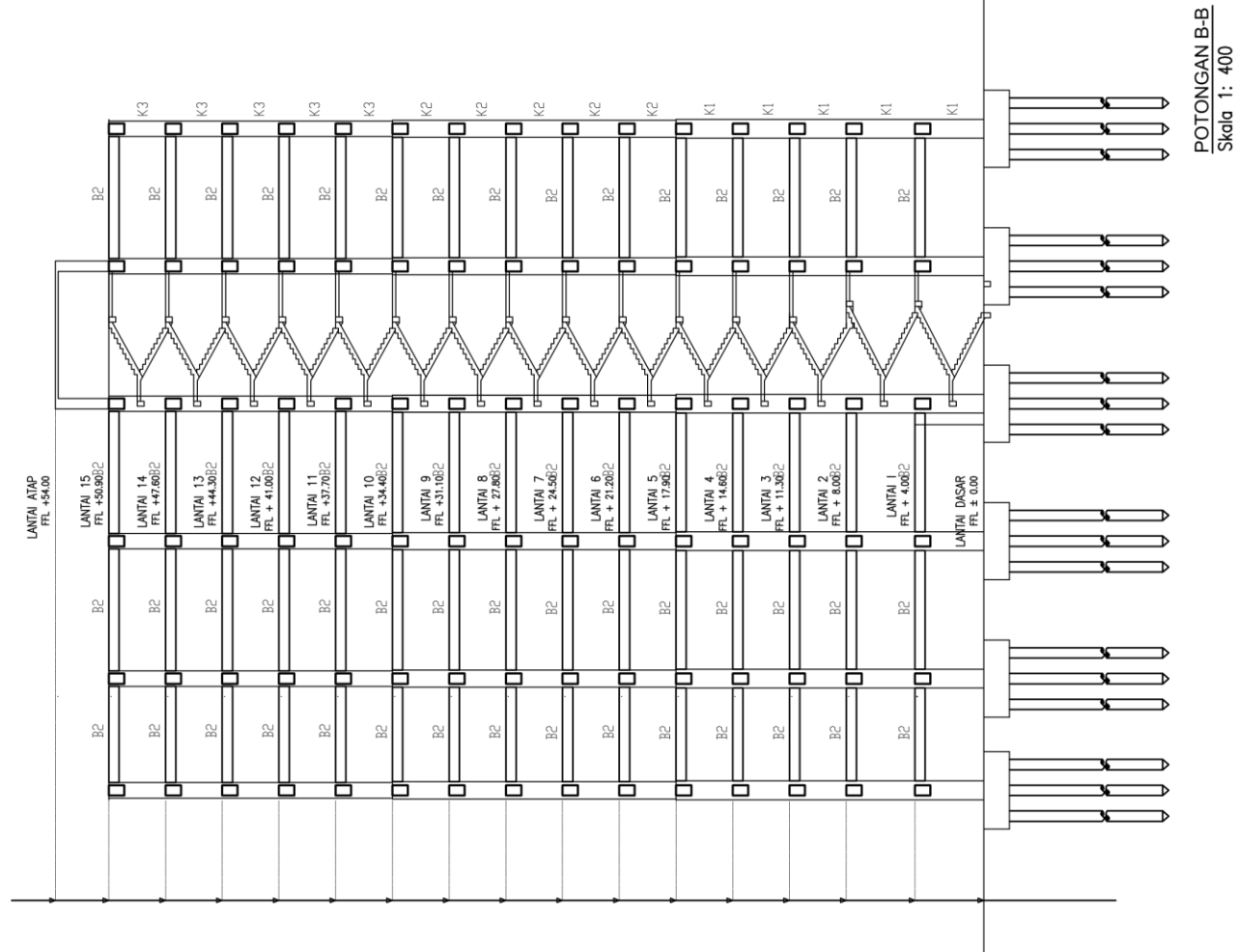
NAMA MAHASISWA  
  
SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

DOSEN PEMBIMBING  
  
1. Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D  
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

JUDUL GAMBAR  
  
POTONGAN C-C

SKALA  
  
1 : 400

NO. GAMBAR	JLH. GAMBAR
14	18



#### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

#### KETERANGAN

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

#### NAMA MAHASISWA

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

#### DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

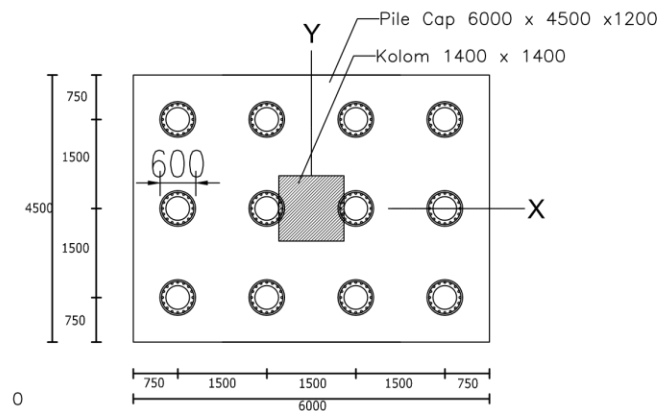
#### JUDUL GAMBAR

BALOK ANAK SEBELUM  
KOMPOSIT

#### SKALA

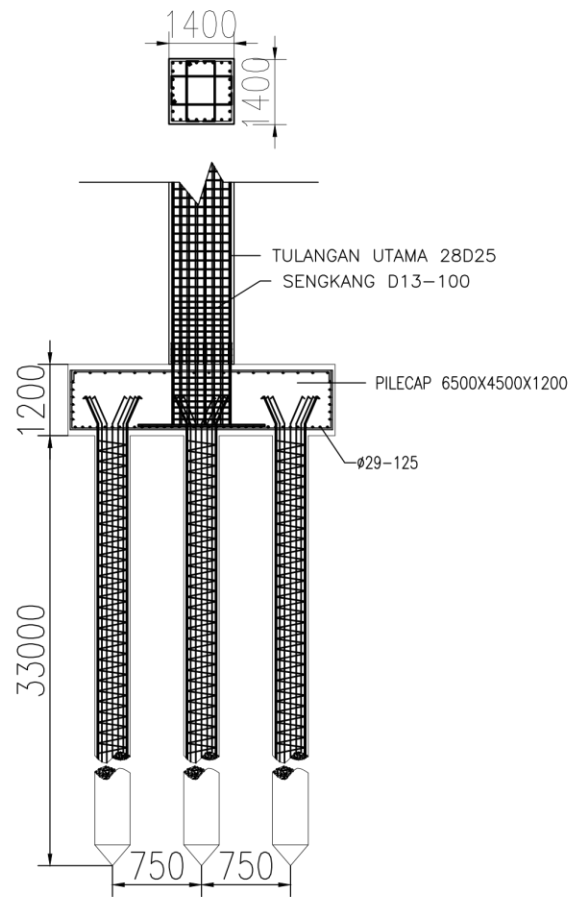
1 : 400

NO. GAMBAR	JLH. GAMBAR
16	18



**DETAIL PC1**

Skala 1: 25



**POTONGAN A-A**

Skala 1: 25



**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI  
GEDUNG APARTEMEN ASPEN  
ADMIRALTY RESIDENCE  
TOWER D MENGGUNAKAN  
METODE BETON PRACETAK

**KETERANGAN**

SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

SIMON SIAGIAN  
NRP. 3112100103

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D
2. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

**JUDUL GAMBAR**

BALOK ANAK SEBELUM  
KOMPOSIT

**SKALA**

1 : 25

**NO. GAMBAR      JLH. GAMBAR**

18

18

## BIODATA PENULIS



### **Simon Febri Siagian**

Penulis dilahirkan di Pematang Siantar tanggal 2 Februari 1994, merupakan anak terakhir dari empat bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu SD RK Cinta Rakyat 3 Pematang Siantar, SMPN 4 Pematang Siantar, dan SMA RK Budi Mulia Pematang Siantar. Setelah lulus dari SMA, pada tahun 2012 penulis mengikuti SNMPTN

dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya dan terdaftar dengan NRP 3112100103. Dalam perjalanan studi di kampus Teknik Sipil ini, penulis mengambil bidang Struktur dengan judul Tugas Akhir **“Desain Modifikasi Struktur Apartemen Aspen Admiralty Residence Tower D Dengan Menggunakan Metode Beton Pracetak”**. Penulis sempat aktif di Himpunan Mahasiswa Sipil (HMS), pernah mengikuti beberapa kegiatan dan pelatihan yang diselenggarakan oleh HMS, Jurusan, maupun Institut.

Email : **simonsiagian21@gmail.com**